

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

En Génie Civil

Option : Constructions Civiles et industrielles

PARAMETRE DE TRANSFERT DE CHARGES

DES FONDATIONS PROFONDES

ANALYSE D'UNE BANQUE DE DONNÉES

Par

Nabila YAICH ACHOUR

Devant le jury composé de :

Z. Zitouni	Maître de conférences, U. de Blida	Président
R. Bahar	Professeur, U. de Tizi-Ouzou	Examineur
A. Attar	Docteur, chargé de cours, U. de Blida	Examineur
K. Grine	Docteur, Maître assistant, U. de Blida	Examineur
A. Bouafia	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Novembre 2004

ملخص

في هذه الأطروحة نقترح طريقة لحساب الاساسات العميقة المعزولة تحت تأثير حمولات عمودية و ذلك بالاعتماد على نظرية نقل الحمولة. نتطرق الى عرض عام لمختلف الطرق الموجودة لمعالجة هذا الموضوع، بعدها نقدم نتائج الدراسة التقريبية عن طريق العناصر المنتهية و ذلك باستعمال برنامج (SAP-2000). و في الاخير قدمنا عرض لبنك معلومات لتجارب للاساسات العميقة المعزولة تحت تأثير اجهادات عمودية وأجرينا حساب عكسي بالاستناد على برنامج معلوماتي (SETPIL) لاقتراح طريقة عملية لتحديد معاملات نقل الحمولة مرتبطة بالمعاملات الميكانيكية المقاسة عادة في التجارب الحقلية.

كلمات مفاتيح : عمود، بنك معلومات، نقل الحمولة، حساب عكسي، حمولة عمودية، عناصر منتهية.

RESUME

Cette thèse présente une analyse du comportement des pieux chargés verticalement à la base de la théorie de transfert de charges.

On présente tout d'abord les différentes méthodes de calcul et d'analyse des pieux isolés soumis à des sollicitations verticales. Par la suite, une modélisation numérique du problème par élément finis à comportement linéaire, est faite, afin de déterminer les pentes initiales des courbes de mobilisation des efforts aux interfaces sol/pieu.

Ensuite, on présente une base de données d'essais de chargement vertical de pieux en vraie grandeur qui a été construite à partir de collecte des données de la littérature géotechnique mondiale. A partir d'un calcul à rebours des pieux expérimentaux appartenant à cette base de données par le programme SETPIL, on propose de définir les paramètres de transfert de charge en fonction des paramètres des essais in-situ courants tel que le CPT, le PMT et le SPT.

Mots clés : Pieu, Banque de données, Transfert de charges, Calcul à rebours, Chargement vertical, Elément finis.

SUMMARY

This thesis presents an approach of calculation of single piles under vertical loads on the basis of the load-transfer theory.

First of all, various methods of calculation and analysis of the isolated piles subjected to vertical Load. Numerical modelling of the problem by finite elements method with linear behaviour was undertaken by using SAP2000 software, in order to determine the initial slopes of the curves of mobilizations the efforts at the interfaces of soil/pile.

Finally, a database of full-scale vertical pile loading tests was presented and a back-calculation procedure was made by the program SETPIL, Load-transfer parameters were then proposed in correlation with usual mechanical parameters measured in in-situ test such as the CPT, the PMT and the SPT.

Key Words: Pile, Database, load-transfer theory, Back-calculation, Vertical load, Finite element.

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans cette thèse a été fait au département de Génie Civil de l'Université de Blida sous la direction du Docteur **A. BOUAFIA**. Je tiens à lui exprimer mon entière reconnaissance et mes sincères remerciements pour tous ces efforts dévoués et son suivi subtil ainsi que pour ces conseils et critique durant la réalisation de ce modeste travail

Je tiens à remercier vivement Monsieur B.MENADI le directeur de l'institut du Génie Civil.

Je profite de l'occurrence pour exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements pour tous les enseignants de la graduation et post-graduation pour toutes les informations reçues durant les années d'étude, et qui ont contribué à ma formation.

Je remercie aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger mon mémoire, et dont la présence donne une dimension supplémentaire à ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tout le personnel de l'institut de Génie Civil de l'université de Saad Dahleb de Blida, pour leurs aides précieuses et leurs disponibilités qu'ils m'ont toujours accordées.

Finalement, mes amies et mes collègues de la promotion 2001, trouvent ici, l'expression de ma vive et sincère reconnaissance.

TABLE DES MATIERES

RESUME	2
REMERCIEMENTS	3
TABLE DES MATIERES	4
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	5
INTRODUCTION	9
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	11
1.1. Introduction	11
1.2. Tassement d'un pieu isolé	11
1.3. Capacité portante d'un pieu isolé	22
1.4. Méthodes de transfert de charges	49
1.5. Conclusion	62
2. MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DU PIEU ISOLÉ CHARGÉ VERTICALEMENT	63
2.1. Introduction	63
2.2. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol	63
2.3. Etude paramétrique du tassement d'un pieu	68
2.4. Définition des paramètres B_0 et R_0	77
2.5. Conclusion	84
3. ANALYSE D'UNE BASE DE DONNEES EXPERIMENTALES	86
3.1. Introduction	86
3.2. Introduction à la méthode SETPIL	86
3.3. Présentation de la base de données	93
3.4. Présentation de la méthode de calcul à rebours	98
3.5. Définition des paramètres B_0 , R_0 , q_s et q_l à partir des essais CPT, PMT et SPT	102
3.6. Conclusion	114
CONCLUSION	115
ANNEXES	117
A. Liste des symboles et des abréviations	118
B. Introduction au programme d'éléments finis SAP	120
C. Analyse adimensionnelle – Théorème des π de Buckingham	124
D. Résultats de l'étude paramétrique par la méthode des éléments finis	126
E. Présentation de la fiche synthétique	129
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	131

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1.	Représentation de l'hypothèse de MINDLIN	15
Figure 1.2.	Représentation d'un élément dz du pieu	16
Figure 1.3.	Abaque du facteur du tassement I_v en fonction des propriétés du sol ($\nu=0.2$)	17
Figure 1.4.	Subdivision de la circonférence du pieu	20
Figure 1.5.	Répartition des efforts limites le long du fût et à la pointe du pieu	23
Figure 1.6.	Contraintes agissant sur un élément en équilibre sous la pointe	26
Figure 1.7.	Le mécanisme de rupture selon BEREZANTZEV	27
Figure 1.8.	Le mécanisme de rupture selon TERZAGUI	27
Figure 1.9.	Le mécanisme de rupture selon MEYERHOF	28
Figure 1.10.	Le mécanisme de rupture selon L'HERMINIER	29
Figure 1.11.	La détermination de la résistance en pointe - Méthode de l'HERMINIER	35
Figure 1.12.	Spirales logarithmiques de BEGEMANN	37
Figure 1.13.	Essai de chargement vertical d'un pieu	47
Figure 1.14.	Schéma de transfert de charges pieu/sol	50
Figure 1.15.	Courbe de chargement d'un pieu Selon CAMBEFORT	51
Figure 1.16.	Représentation du pieu soumis à un effort axial	52
Figure 1.17.	Schématisation de l'hypothèse de CAMBEFORT	53
Figure 1.18.	Tassement d'un pieu isolé Selon GAMBIN	56
Figure 1.19.	Courbes de mobilisation de contrainte	60
Figure 2.1.	Représentation d'un élément ASOLID à 9 nœuds	65
Figure 2.2.	Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique	65
Figure 2.3.	Courbe de stabilisation des tassements en tête du pieu	66
Figure 2.4.	Maillage par la méthode des éléments finis	67
Figure 2.5.	Présentation du maillage après déformation	67
Figure 2.6.	Courbes de I_v en fonction de K et D/B à court et à long terme pour un sol homogène	71

Figure 2.7.	Courbes de I_v en fonction de K et D/B à court et à long terme Pour un sol de Gibson	72
Figure 2.8.	Comparaison entre les valeurs de I_v à court et à long terme pour un sol homogène et de Gibson	72
Figure 2.9.	Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité pour un sol homogène	73
Figure 2.10.	Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité pour un sol de Gibson	73
Figure 2.11.	Comparaison entre les facteurs du tassement de RANDOLPH et du SAP	76
Figure 2.12.	Comparaison entre les facteurs de tassements de CASSAN et du SAP	76
Figure 2.13.	Représentation de la courbe q_p-v/B	78
Figure 2.14.	Courbes R_0/E_s à court et long terme pour un sol homogène	78
Figure 2.15.	Courbes R_0/E_s à court et long terme pour un sol de Gibson	79
Figure 2.16.	Représentation de la courbe $q_s-v(z)$	80
Figure 2.17.	Variation du paramètre B_0 en fonction de la profondeur	81
Figure 2.18.	Courbes $B.B_0/E_s$ à court et long terme pour un sol homogène	81
Figure 2.19.	Courbes $B.B_0/E_s$ à court et long terme pour un sol de Gibson	82
Figure 2.20.	Tassements calculés en fonction des tassements du SAP Sol homogène	84
Figure 3.1.	Schéma de Discrétisation du profil $B_0(z)$	88
Figure 3.2.	Schéma de deux tranches successives du système sol/pieu	88
Figure 3.3.	Courbe de chargement simulé	92
Figure 3.4.	Déformée du pieu sous un effort de 1200 kN	93
Figure 3.5.	Contraintes mobilisées à l'interface sol / pieu	93
Figure 3.6.	Répartition géographique de sites expérimentaux	94
Figure 3.7.	Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon la nature du sol	96
Figure 3.8.	Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon leurs modes d'installation	96
Figure 3.9.	Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon le matériau du pieu d'essai	97
Figure 3.10.	Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon la forme de section des pieux	97
Figure 3.11.	Distribution en pourcentage selon les essais in-situ	97
Figure 3.12.	Profils préssiométriques du site d'essai	99

Figure 3.13.	Courbe de chargement expérimental et son ajustement Site Roubaix (France)	99
Figure 3.14.	Organigrammes représentant les étapes de calcul à rebours	100
Figure 3.15.	Courbe de chargement expérimental et de SETPIL Site de Garigliano (Italie)	104
Figure 3.16.	Comparaison entre les résultats de calcul et expérimentale - Sols argileux (CPT)	106
Figure 3.17.	Comparaison des pentes initiales et de charge calculées et expérimentales - Sols Sableux (CPT)	107
Figure 3.18.	Comparaison des courbes de chargement Pour sol argileux et sableux	107
Figure 3.19.	Comparaison des tassements de calcul et tassements réels	108
Figure 3.20.	Frottement latéral q_s en fonction de p_i^*	109
Figure 3.21.	Comparaison des pentes et de charge limite	109
Figure 3.22.	Frottement latéral q_s en fonction de p_i^*	110
Figure 3.23.	Comparaison entre les pentes et les charges calculées et expérimentales - Sols Argileux	110
Figure 3.24.	Comparaison entre les tassements de calculs et réels	111
Figure 3.25.	Comparaison des courbes de chargement - Sols Sableux Site Limelette (Belgique)	112
Figure 3.26.	Comparaison des courbes de chargement- sol Argileux	112
Figure 3.27.	Comparaison entre pentes initiales et les charges limite	113
Tableau 1.1.	Valeurs de I_v dans un sol homogène ($\nu = 1/3$)	19
Tableau 1.2.	Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E_s = a.Z$ ($\nu = 1/3$)	19
Tableau 1.3.	Valeurs de D_c/B selon MEYERHOF	38
Tableau 1.4.	Valeurs de q_s selon le code DIN 4014	40
Tableau 1.5.	Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique	41
Tableau 1.6.	Valeurs de q_s selon le fascicule 62	41
Tableau 1.7.	Valeur de k_s selon MEYERHOF	42
Tableau 1.8.	Facteur n_s en kPa selon AOKI et VELLOSO	44
Tableau 1.9.	Valeurs de facteur de portance k_p	45
Tableau 2.1.	Valeurs de I_v dans un sol homogène	71
Tableau 2.2.	Valeurs de I_v dans un sol de Gibson	71
Tableau 2.3.	Paramètres d'ajustement du facteur de tassement I_v	74

Tableau 2.4.	Valeur des coefficients d'ajustement de R_0	80
Tableau 2.5.	Valeurs des coefficients d'ajustement de B_0	83
Tableau 3.1.	Valeurs de τ_L	92
Tableau 3.2.	Présentation des valeurs initiales de B_0 , R_0 , q_s et q_l	103
Tableau 3.3.	Choix des K_c et q_s^{\max} pour les sols argileux	105
Tableau 3.4.	Valeurs des pentes initiales en kN/mm et de charge limite en kN	105
Tableau 3.5.	Valeurs des pentes initiales en kN/mm et de charge limite en kN	106
Tableau 3.6.	Valeurs des pentes initiales en kN/mm et de charge limite en kN	109

INTRODUCTION

Très souvent, les couches d'un terrain sont compressibles, tandis que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Il est donc naturel et quelquefois indispensable, de fonder l'ouvrage sur un horizon résistant afin d'assurer sa stabilité.

Autrefois, la plupart des bâtiments étaient construits sur des semelles filantes ou isolées et lorsque le sol de surface était mou et compressible, on battait autant de pieux en bois que le terrain pouvait en supporter. Mais à partir du 18^{ème} siècle, les immeubles deviennent de plus en plus lourds et rigides. Par ailleurs, les questions économiques jouent un rôle très important.

Les ingénieurs ont donc cherché avec plus de précision quelle était la force portante réelle des pieux, les tassements maximums et les fûtes minimales qu'il fallait leur donner et quelle sécurité on pouvait attendre.

Les chercheurs ne cessent d'étudier ce problème afin d'aboutir à des méthodes de calcul du pieu, en déterminant sa capacité portante et sa déformation (tassement), fonction de ses caractéristiques géométriques et des propriétés mécaniques du sol autour du pieu, déterminées à partir des essais in-situ.

Le présent travail, traite le problème de comportement d'un pieu isolé chargé axialement, dans le but de la proposition d'une approche de calcul du pieu à la base d'une méthode semi-empirique de transfert de charge. En déterminant les pentes initiales des courbes de mobilisation des efforts aux interfaces sol/fût du pieu et sol/pointe du pieu, ainsi que les contraintes limites de frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction des paramètres des essais in-situ, on détermine la courbe charge/enfoncement en tête du pieu, car cette dernière est très coûteuses à obtenir par l'essai de chargement expérimental qu'il est réservé dans le cas des grands projets.

Pour atteindre ce but, la démarche s'est articulée autour de trois chapitres distincts. Tout d'abord, on a mené une recherche bibliographique des méthodes de calcul des pieux chargés axialement existant dans la littérature, c'est le contenu du premier chapitre. En premier lieu on a exposé les méthodes d'estimation des tassements des pieux isolés, les

différentes catégories permettant le calcul de la capacité portante du pieu sont ainsi présentées, et à la fin de ce chapitre, on traite en détails les méthodes de transfert de charges.

Le deuxième chapitre de ce manuscrit, est consacré au calcul par éléments finis des pieux isolés chargés verticalement. On présente d'abord, une introduction générale au programme de calcul par éléments finis le SAP ainsi que la définition du modèle axisymétrique pieu/sol. Une étude paramétrique est menée où des paramètres adimensionnels permettent de prédire les tassements en tête d'un pieu. Ensuite on propose de définir les paramètres de transfert de charges B_0 et R_0 , afin de les utiliser dans le chapitre suivant comme valeurs initiales de calcul à rebours.

Le troisième et dernier chapitre de cette étude consiste en l'analyse de la base de données des essais de chargements expérimentaux, construite à partir de la collecte des données expérimentales disponibles dans la littérature géotechnique. On donne une description générale du programme de calcul SETPIL (Settlement of Piles), voué au calcul des pieux isolés soumis à des sollicitations verticales, ensuite une présentation de la base de données, à la base d'une étude statistique. On trouve aussi dans ce chapitre une présentation des résultats de calcul à rebours et une définition pratique des paramètres B_0 , R_0 , q_s et q_l en fonction des essais in-situ courants tels que le CPT (essai de pénétration statique), PMT (essai pressiométrique) et SPT (essai de pénétration standard).

On présente par la suite une conclusion générale contenant les principaux résultats du travail, et les perspectives de futures recherches.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Ce chapitre, présente une synthèse bibliographique des différentes méthodes de calcul des pieux isolés chargés axialement. On expose en premier lieu, les méthodes couramment utilisées dans la pratique pour estimer les tassements des pieux isolés, ensuite on résume les principales méthodes de détermination de la capacité portante des pieux isolés, et à la fin de ce chapitre, une présentation détaillée de la méthode de transfert de charges, appelées souvent théorie des courbes t-z, q-z, ainsi que les différentes méthodes d'évaluation des tassements des pieux basées sur ce principe.

1.2. Tassement d'un pieu isolé

Le calcul du tassement dans un projet de fondation est une tâche nécessaire, car il permet d'estimer les déformations maximales que peut atteindre un sol donné. Il se traduit d'une part par une mobilisation des frottements latéraux le long du pieu (contraintes de cisaillement), repris d'ailleurs instantanément par le sol, et d'autre part par une mobilisation de contrainte normale à la base du pieu causant une consolidation locale [1].

D'une manière générale, le tassement vertical d'un pieu est dû :

- à la déformation du pieu sous la charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie, rhéologie du matériau et de la mise en place du pieu) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu. Pour les pieux travaillant en pointe, ce tassement est prépondérant ;

- aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pointe du pieu. Ce tassement est le plus important pour le cas des pieux flottants [2].

Les premiers calculs de tassement du pieu ont été conduits en élasticité linéaire à partir des formules de BOUSSINESQ, qui supposent que toute la charge était concentrée à la base, et donc négligent le sol situés au-dessus. Par la suite, en 1936, MINDLIN a proposé une formule qui s'avérée très intéressante pour le calcul des tassements du pieu. Ce chercheur a pu calculer les déformations dans un massif de sol élastique semi-infini soumis

à une force concentrée à une certaine profondeur au-dessous de la surface du massif, ce qui a permis ainsi de se rapprocher du cas réel du pieu. Les plus grands progrès pour le calcul de tassement des pieux étaient dus aux travaux de CAMBEFORT qui a analysé le comportement d'un pieu isolé en milieu homogène à partir de la compilation des données expérimentales d'essais de chargement des pieux [3].

1.2.1. Présentation des méthodes de calcul de tassement

On admet usuellement que le pieu doit se calculer séparément en petits déplacements pour analyser sa déformation, et en grands déplacements pour déterminer sa capacité portante. Dans ce qui suit, on se propose d'exposer les méthodes couramment utilisées dans la pratique pour estimer le tassement des pieux isolés. Elles sont regroupées en quatre catégories (BOUAFIA, 2004) [4]:

- Les méthodes empiriques,
- Les méthodes d'élasticité,
- Méthodes des éléments finis,
- Méthodes des courbes t-z, q-z ou théorie de transfert de charges.

1.2.1.1. Les méthodes empiriques

Ces méthodes permettent une estimation approximative du tassement et sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux.

Pour un tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent et pour des chargements d'intensité pas trop proche de la charge de rupture, le tassement d'un pieu v_0 peut être estimé par la formule empirique suivante (VESIC, 1977) [4] :

$$v_0 = \frac{B}{100} + \Delta L \quad (1.1)$$

ΔL est le raccourcissement élastique du pieu.

B : est le diamètre du pieu (en mètre),

$$\Delta L = \frac{QD}{A.E_p} \quad (1.2)$$

A : Section du pieu,

D : la fiche du pieu,

Q : chargement appliqué en tête du pieu,

E_p : le module d'élasticité du matériau du pieu.

MEYERHOF, (1956) a proposé aussi de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quelque soit le type du sol, comme suit [4] :

$v_0 = \frac{B}{30.F_s}$, avec F_s est toujours pris égale à 3.

L'analyse des essais de chargement des pieux menés par le LCPC a permis de proposer les formules empiriques simples suivantes (FRANK, 1995) :

$\frac{v_0}{B} = 0.6\%$ (avec des valeurs extrêmes 0.3% et 1%) pour les pieux forés, et $\frac{v_0}{B} = 0.9\%$ (avec des valeurs extrêmes 0.8% et 1.2%) pour un pieu battu, ceci pour une charge verticale égale à $0.7 \times Q_c$, Q_c étant la charge vertical critique (ou de fluage). Ces résultats sont valables pour une très large gamme de pieux de longueur comprise entre 6 et 45m, et de diamètre B compris entre 0.3 et 1.5m.

Ces méthodes ont un intérêt limité à la phase préliminaire d'un projet de fondations, et doivent être suivis, dans un stade avancé du projet, par une analyse des déplacements du pieu.

1.2.1.2. Les méthodes d'élasticité

Dans cette catégorie, L'enfoncement d'un pieu incompressible dans un massif de sol élastique isotrope non pesant a été étudié analytiquement dans le cas d'un contact parfait entre le sol et le pieu. Des solutions ont été établies pour un pieu flottant et un pieu travaillant en pointe, pour un substratum situé en profondeur finie ou infinie.

Parmi les approches les plus utilisées celles de POULOS et DAVIS (1968), RANDOLPH et WROTH (1978) ainsi que BANERJEE et BUTTERFIELD (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de MINDLIN du problème d'une force verticale enterrée dans un massif du sol élastique semi-infini. Une bonne concordance est a constaté entre ces différentes méthodes [5].

Le tassement vertical en tête du pieu v_0 s'exprime en général sous la forme suivante [5] :

$$v_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E_s(D) \cdot B} \quad (1.3)$$

$E_s(D)$: module d'élasticité du sol à la base du pieu,

I_v : facteur de tassement et dépend de la compressibilité relative $K=E_p/E_s$, et de l'élanement D/B et du coefficient de Poisson ν . Étant E_p est le module d'élasticité du pieu.

On présente dans ce qui suit les différentes méthodes qui se base sur l'élasticité :

- Méthode de POULOS et DAVIS (1980)

Dans cette méthode le pieu est considéré comme un cylindre de longueur D et de diamètre B, POULOS et DAVIS supposent que le pieu est formé de (n) éléments, chacun

étant soumis à une contrainte de frottement latéral (τ) uniforme autour de la périphérie de fût du pieu et une contrainte radiale (σ). Sous la base du pieu on suppose qu'il s'exerce qu'une contrainte verticale (q_p) uniformément répartie [6].

Les distributions correctes des contraintes τ , σ et q_p sont celles qui satisfont aux conditions de compatibilité en déplacement, c'est à dire que :

- Si le pieu est incompressible, tous les points doivent avoir le même déplacement vertical (V_z) et aucun déplacement radial (V_r), et comme on suppose le pieu rugueux, il en est de même pour les points du sol voisin du pieu.

- Dans le cas où le pieu est compressible, et s'il est rugueux, les points voisins du sol doivent avoir les mêmes déplacements que les points correspondant sur le fût ; Seulement dans ce cas du pieu, il y a lieu d'introduire le raccourcissement élastique du pieu étant ce dernier compressible.

MATTES a montré que la distribution des contraintes de frottement latérales et des tassements obtenue en ne considérant que la compatibilité des déplacements verticaux, est identique à celle qui considère la compatibilité générale et c'est pour cela que POULOS et DAVIS ne considèrent que les déplacements verticaux dans leur calcul.

- Dans le cas d'un pieu incompressible en milieu homogène, le déplacement V_{ij} d'un point (M) du sol voisin d'un élément (i) dû aux contraintes sur un élément (j) s'écrit comme suit : $V_{ij} = r_{ij} \tau_j$ (élasticité linéaire) (1.4)

Avec :

r_{ij} est le facteur de déplacement vertical pour(i) dû aux contraintes sur l'élément j .

Le déplacement du point (M) dépend des contraintes appliquées sur les autres éléments, et celle appliquée à la base du pieu, Donc le déplacement total du point (M) s'écrit de la manière suivante :

$$V_{ij} = \sum_{j=1}^n r_{ij} \tau_j + r_{ib} q_p \quad (1.5)$$

Avec r_{ib} est le facteur de déplacement vertical de la base du pieu.

D'une façon générale, on a :

$$[r] \{ \tau \} + [r_b] q_p = \{ V \} \quad (1.6)$$

L'équation d'équilibre du pieu s'écrit comme suit :

$$\sum_{j=1}^n \tau_j \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = p \quad (1.7)$$

D'où on aura le système d'équations suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} [r] \{ \tau \} + [r_b] q_p = \{ V \} \\ \sum_{j=1}^n \tau_j \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = p \end{array} \right. \quad (1.8)$$

r_{ij} et r_{ib} : des facteurs qui sont déterminées par intégration des équations de MINDLIN.

L'hypothèse du pieu rugueux, nous permet d'écrire l'égalité entre le tassement du sol et le développement du pieu. Cette égalité est vérifiée aussi bien pour un pieu incompressible, qu'un pieu compressible, mais seulement dans ce dernier cas il y a lieu d'ajouter le raccourcissement élastique du pieu.

Le déplacement vertical au point i dû à la force vertical localisée en j , représenté dans la figure 1.1, dans un demi-espace élastique et homogène est obtenu en intégrant l'expression ci-dessous :

$$r_{ij} = \frac{1+\nu}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot E_s} \left[\frac{Z^2}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{5-12\nu+8\nu^2}{R} + \frac{(3-4\nu) \cdot Z^2 - 2 \cdot C \cdot Z + 2 \cdot C^2}{R^3} + \frac{6 \cdot C \cdot Z^2 \cdot (2-C)}{R^5} \right] \quad (1.9)$$

Il est à remarquer que les coefficients de MINDLIN sont déterminés pour une force concentrée alors qu'en réalité il s'agit de forces réparties (frottement latéral) et c'est pour cela que POULOS et DAVIS ont remplacé les contraintes de cisaillement par des forces ponctuelles réparties le long du périmètre de l'élément, c'est à dire qu'ils ont adopté une distribution des contraintes de cisaillement, pour se ramener aux hypothèses de MINDLIN.

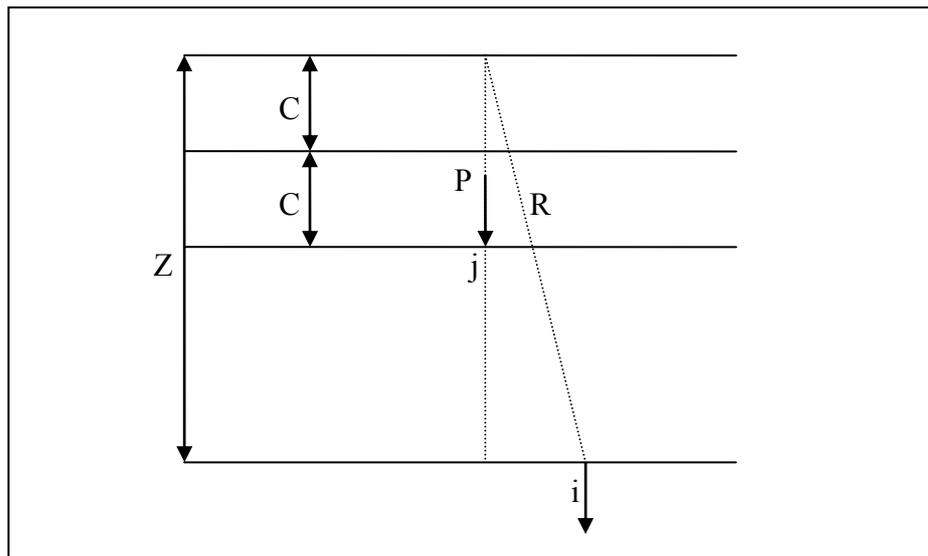


Figure 1.1 : Représentation de l'hypothèse de Mindlin

Pour résoudre le système d'équation(1.8), POULOS et DAVIS ont procédé comme suit : Du moment que le déplacement du pieu est égal au tassement du sol (pieu rugueux et incompressible), ils l'ont posé égale à l'unité et ont calculé la distribution des contraintes le long du pieu. En effet le système précédent est résolvable car on a bien (n+1) inconnues (qui sont $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$ et q_p) et (n+1) équations ; (n) équations sont fournies par l'équation (1.6) et l'autre c'est l'équation d'équilibre.

- Dans le cas d'un pieu compressible en milieu homogène, on suppose que :

- * Le pieu est un matériau ayant un comportement élastique linéaire.
- * Le sol est un matériau élastique.

On a les mêmes équations que dans le cas du pieu incompressible mais seulement cette fois-ci les points du pieu, plus précisément ceux qui sont voisin au sol, n'ont plus le même déplacement le long de la profondeur.

Ecrivons l'équilibre d'un élément (dz) du pieu soumis à une contrainte normale (σ) et une contrainte tangentielle (τ) représenté dans la figure 1.2, on aura : $\sum F = 0$

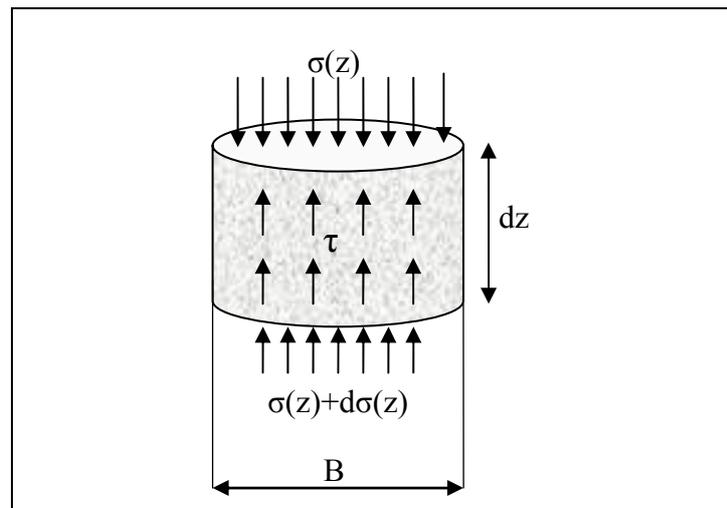


Figure 1.2 : Représentation d'un élément dz du pieu

$$\sum F = 0 \rightarrow (\sigma(z) + d\sigma(z))S + \tau(z)\pi B \cdot dz - \sigma(z) \cdot S = 0 \quad (1.10)$$

En développant l'équation (1.10), on trouve :

$$\frac{d\sigma(z)}{dz} = \frac{-\tau(z) \cdot \pi \cdot B}{S} \quad (1.11)$$

Le raccourcissement élastique de l'élément donne :

$$\varepsilon = -\frac{dv_z}{dz} = \frac{\sigma(z)}{E_p}, \quad \text{et donc :} \quad \frac{dv_z}{dz} = \frac{-\sigma(z)}{E_p} \quad (1.12)$$

L'équation différentielle donnant les tassements du pieu au niveau (z) en fonction de la contrainte $\tau(z)$ est donc :

$$\frac{d^2 v_z}{dz^2} - \frac{\pi \cdot B}{E_p S} \cdot \tau_z = 0 \quad (1.13)$$

L'équation (1.13) est obtenus en dérivant (1.12) par rapport à z et en remplaçant la valeur de $d\sigma(z)$ tirée de l'équation (1.11).

Les points du pieu (plus précisément les points voisins du sol) ne se déplacent pas de manière uniforme, c'est à dire que le déplacement pour le cas du pieu compressible est une fonction de (z).

On aboutit finalement au système d'équation suivant :

$$\begin{cases} [r] \{ \tau \} + [r_b] q_p = \{ V \} \\ \sum_{j=1}^n \tau_j \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{D}{n} + q_p \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = p \\ \frac{d^2 v_z}{dz^2} - \frac{\pi \cdot B}{E_p S} \cdot \tau_z = 0 \end{cases} \quad (1.14)$$

En calculant les r_{ij} à l'aide des équations de MINDLIN et en discrétisant la dernière équation par différence finis, il est possible de résoudre le système (1.14) et d'obtenir ainsi la distribution des contraintes de frottement latéral ainsi que le tassement pour chaque élément du pieu.

D'autre part le tassement selon POULOS et DAVIS se calcul comme suit : $v_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E_s(D) \cdot B}$

La figure 1.3 présente un abaque donnant la variation du facteur du tassement I_v pour un pieu flottant dans un sol ayant un coefficient de poisson égal à 0.2.

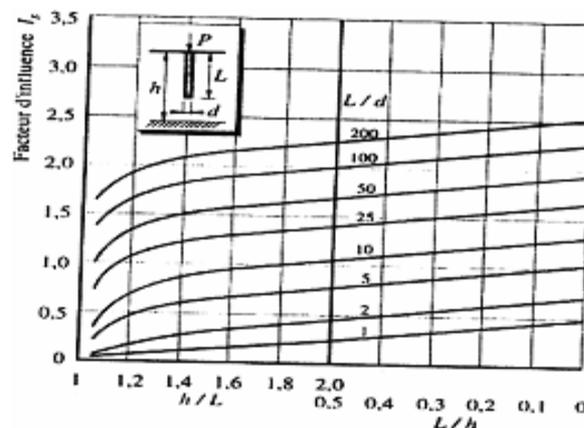


Figure 1.3 : Abaque du facteur du tassement I_v en fonction des propriétés du sol ($\nu = 0.2$) [2]

En cas d'un sol multicouche ou non homogène, POULOS (1980) a recommandé de calculer un module équivalent E_s égale à la moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de $E_s(z)$ [5]:

$$E_s(z) = \frac{1}{D} \sum E_i.(z_i - z_{i-1}) \quad (1.15)$$

Avec E_i est le module d'Young du sol à la profondeur z_i .

- Méthodes de RANDOLPH et WROTH (1978)

Ces deux auteurs ont présenté une formulation analytique du facteur de tassement qui se calcule selon la formule (1.16) [5], valable aussi bien pour un sol homogène caractérisant par un module E_s constant avec la profondeur que pour un sol de Gibson qui se caractérise par une variation linéaire du module E_s en fonction de la profondeur :

$$I_v = 4.(1+\nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \xi \cdot \lambda \cdot (1-\nu)} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \mu \cdot D}}{\frac{4}{(1-\nu)\xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta}{\alpha} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \mu \cdot D}} \quad (1.16)$$

Avec :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b} \text{ Pour une couche sur un substratum (} E_b \text{ est le module du substratum),}$$

et $\xi=1$ pour un massif semi-infini.

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} \quad (1.17)$$

$$\alpha = \ln[(0.25 + (2.5 \times \beta(1-\nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot \frac{D}{B}] \quad (1.18)$$

$$\lambda = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \frac{E_p}{E(D)} \quad (1.19)$$

$$\text{et } \mu \cdot D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}} \quad (1.20)$$

Quelques valeurs de I_v sont résumées pour le cas d'un sol homogène, où $E_s(z)$ est constant et celui de Gibson où $E_s(z) = a \cdot z$, dans les tableaux 1.1 et 1.2.

Tableau 1.1 : Valeurs de I_v dans un sol homogène ($\nu_s = 1/3$)

$K = E_p / E_s$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

Tableau 1.2 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E_s = a.Z$ ($\nu_s = 1/3$)

$K = E_p / E_s$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.2563
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	20	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	50	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

- Méthodes de BANERJEE et BUTTERFIELD (1971)

Cette méthode suppose que [7] :

- La base du pieu est assimilée à un disque lisse, soumis à une contrainte uniforme.
- La discontinuité entre le pieu et le sol est ignorée.

L'analyse consiste à trouver une contrainte fictive appliquée aux limites du système, et qui produit des déplacements identiques aux conditions limites réelles de ce dernier.

Une fois ces contraintes calculées, il est possible de déterminer les contraintes et les déplacements produits en n'importe quel point du milieu y compris les interfaces pieu/sol, et ce en intégrant les équations de MINDLIN.

BUTTERFIELD impose la compatibilité des déplacements verticaux et horizontaux, contrairement à POULOS qui ne considère que la compatibilité des déplacements verticaux.

- Méthode de CHRISTOULAS (1976)

CHRISTOULAS (1976) a donné une interprétation théorique du tassement d'un pieu dans le cadre de l'élasticité linéaire. Ce dernier a divisé la circonférence du pieu en un certain nombre d'arcs égaux (θ) au milieu desquels est placée une charge ponctuelle représentant le frottement latéral de l'arc, comme l'illustre la figure 1.4.

Cet auteur a utilisé la formule de MINDLIN pour déterminer le déplacement vertical d'un point de la circonférence et il a proposé la formule enveloppe suivante :

$$B_0 = 0.45 * E_s \text{ (avec } E_s \text{ en kPa et } B_0 \text{ en kN/m}^3 \text{)} \quad (1.21)$$

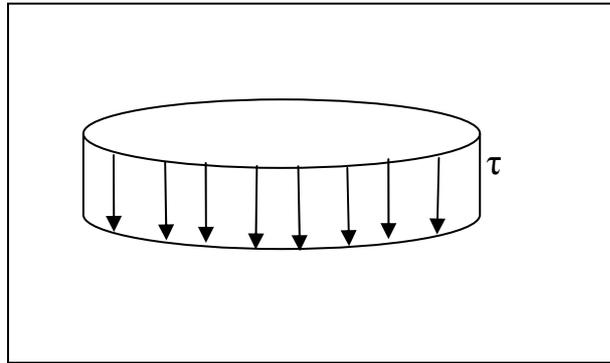


Figure 1.4 : Subdivision de la circonférence du pieu

La base du pieu est assimilée à un disque plan et circulaire sous une charge verticale uniformément répartie. La relation entre la contrainte et le déplacement à la base a donné la valeur suivante de R_0 :

$$R_0 = \frac{32(1-\nu)E_s}{\pi(1+\nu)(3-4\nu)} \quad (1.22)$$

En prenant le coefficient de Poisson $\nu = 1/3$, L'équation (1.22) devienne : $R_0 = 3.E_s$.

Dans les pieux incompressibles, l'expression du tassement est la suivante :

$$V = \frac{Q}{\pi.B.\left(B_0.D + \frac{R_0}{4}\right)} \quad (1.23)$$

Remplaçons B_0 et R_0 dans l'équation (1.23), ce qui donne :

$$v = \frac{Q.I_0}{E_s.B} \quad (1.24)$$

Avec :

$$I_0 = \frac{1}{\pi B \left(0.45 E_s D + \frac{3E_s}{4} \right)} = \frac{1}{\pi B_0 \frac{D}{E_s} + \pi 0.75} \quad (1.25)$$

- Détermination du module E_s du sol

Les méthodes de cette catégorie supposent connues les caractéristiques élastiques du sol. La difficulté de définition d'un module du sol, du fait que celui-ci dépend du chemin de contrainte suivi, présente un sérieux inconvénient pour ces méthodes. Il existe toutefois des corrélations empiriques entre le module E_s et les caractéristiques géotechniques du sol telles que la cohésion, l'indice de densité, le module pressiométrique ou la résistance pénétrométrique du sol [8].

On cite à ce titre des recommandations de CHRISTOULAS (1988), suite à l'analyse d'un nombre d'essais sur pieux en Grèce, pour une corrélation du module E_s avec la résistance en pointe mesurée au pénétromètre, dans le cas des pieux battus dans un sol homogène :

$$E_s = 21.06 \times q_c^{1.091} \quad (1.26)$$

Et celle de FRANK et BUSTAMANTE (1990), suite à l'analyse des essais de chargement des pieux en France, dans le cas des pieux forés dans des sols homogènes :

$$E_s = 10 \times q_c \quad (1.27)$$

A partir de l'essai pressiométrique normal, FRANK et CHRISTOULAS (1991) ont recommandé, suite à l'analyse d'une vingtaine d'essais de chargement de pieux forés en France les relations suivantes :

$$E_s = 4.E_m < 60\text{MPa} \text{ pour les pieux travaillant en pointe.}$$

$$E_s = 5.E_m < 50\text{MPa} \text{ pour les pieux flottants.}$$

On peut aussi profiter d'un essai de chargement statique d'un pieu pour déterminer le module E_s , par un calcul à rebours à partir de ces méthodes. Le module ainsi déduit servira pour calculer d'autres pieux de géométrie différente.

1.2.1.3. La méthode des éléments finis

Le procédé des éléments finis peut manipuler des modèles de formes très compliquées, des milieux anisotropiques, hétérogènes, des conditions aux limites complexes, on peut traité des comportements non linéaire par résolution itérative d'une série de résolutions linéaires.

Dans notre cas, on modélise l'interaction sol/pieu par un maillage axisymétrique formé par des éléments plans, le problème peut être étudié à l'aide de tout programme général de calcul par éléments finis. Cette méthode de calcul des pieux est réservée en générale au cas d'une étude poussée avec des lois de comportement complexes du sol pour une meilleure prise en compte des phénomènes de l'interaction sol/pieu [5].

1.2.1.4. Les méthodes des courbes t-z, q-z

Cette méthode est appelée aussi méthode de transfert de charges, L'analyse par cette dernière est largement utilisée pour la prédiction de la relation chargement-tassement pour les pieux soumis à des charges verticales à cause de sa simplicité. De plus elle peut introduire le comportement non-linéaire du sol.

Les courbes de transfert de charge décrivent la relation entre la résistance unitaire transférée au sol qui entoure le pieu et le déplacement relative du pieu par rapport au sol dans chaque couche.

Le principe de la méthode des courbes t-z, q-z se base sur la discrétisation de l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, reprenant les contraintes de frottement latéral et les pressions verticales à la base du pieu, la continuité du sol est ignorée.

Le transfert des charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles aux tassements correspondant, telles que [4] :

$$\tau(z) = B_0(z).v(z) \quad (1.28)$$

$$q_p = R_0. \frac{v(D)}{B} \quad (1.29)$$

1.3. Capacité portante d'un pieu isolé

L'estimation de la force portante des pieux isolés soumis à des chargements verticaux a fait l'objet de nombreuses études depuis plusieurs décennies et différentes méthodes ont été développées afin d'évaluer cette force portante.

Considérons un pieu de diamètre B installé à une profondeur D au-dessous du terrain naturel et supposons le sol homogène. Soumettons cette fondation à des charges verticales croissantes, on remarque que :

- Pour des faibles charges, le comportement du sol sera pseudo-linéaire. C'est la phase des micro-déformations.
- Pour des charges plus élevées le sol se comportera comme un matériau non linéaire. Dans cette phase, la linéarité effort-déformation est grossière. Il en est de même de la réversibilité des déformations.
- Enfin, pour des fortes charges, le sol travaille dans une phase plastique : les déformations ne sont plus, proportionnelles aux efforts, et il existe une charge limite que le sol peut supporter et pour laquelle la déformation devient théoriquement infinie. Conventionnellement, cette charge limite correspond à un tassement égal à 10% de B.

1.3.1. Notion de la charge ultime

En réalité, le problème de la portance du pieu est complexe. En effet il fait intervenir deux phénomènes couplés complètement différents, à savoir [3]:

- Un phénomène de poinçonnement sous la pointe, qui pour un pieu peut s'apparenter à l'expansion d'une cavité sphérique,
- Un phénomène de frottement latéral le long du fût du pieu qui n'est autre qu'un cisaillement simple des couronnes du sol concentriques.

Il y a évidemment interaction entre ces deux phénomènes, mais on ne sait pas les interpréter globalement, et par raison de simplicité la force portante limite est décomposée en deux éléments distincts que l'on étudie séparément :

- Le terme de pointe,
- Le frottement latéral, (CASSAN, 1978).

La répartition des efforts le long d'un pieu dans un massif de sol homogène de grande profondeur, soumis à une charge verticale Q_1 est schématisée dans la figure 1.5.

Une partie de cette charge sera transmise en premier lieu le long du fût, l'autre sera reprise par la pointe.

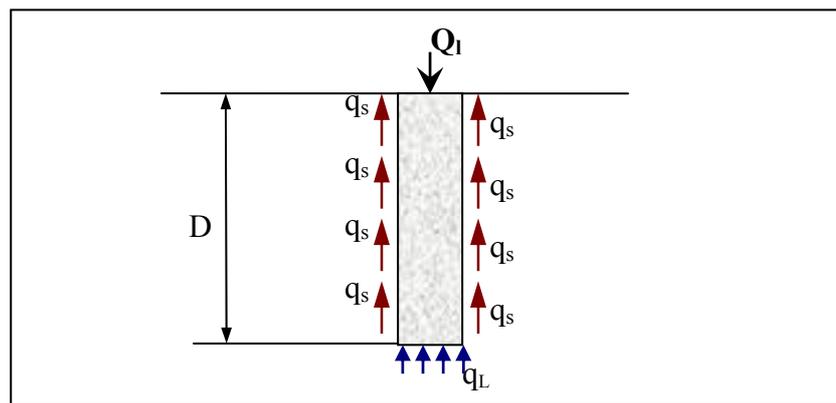


Figure 1.5 : Répartition des efforts limites le long du fût et à la pointe du pieu.

La charge limite totale Q_1 d'un pieu est la somme de la charge limite en pointe Q_P correspondant au poinçonnement du sol sous la pointe, et de la charge limite du frottement latéral Q_s mobilisé entre le fût et le sol, donc on a :

$$Q_1 = Q_P + Q_s \quad (1.30)$$

1.3.2. Evaluation de la force portante du pieu

On se propose de développer ici les principales méthodes de détermination de la capacité portante des pieux soumis à des charges verticales, en les regroupant en quatre catégories qui sont :

- Théorie classique des corps rigides – plastiques,
- Calcul empirique à partir des essais in-situ,

- Calcul basé sur l'interprétation des essais de chargement statique de pieu,
- Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique.

1.3.2.1. Théorie classique des corps rigides-plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge axiale limite d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu. Les efforts résistants unitaires, la résistance de pointe q_L et le frottement latéral limite q_s ne dépendent que des caractéristiques mécaniques de rupture du sol mesuré au laboratoire à savoir, la cohésion C et l'angle de frottement interne φ [9]. L'effort total appliqué en tête du pieu sera transmis au sol comme suit :

Le mouvement relatif du pieu par rapport au sol le long du fût du pieu lors de son tassement provoque la mobilisation d'un effort tangentiel, le mouvement vers le bas de la base du pieu engendre un effort de poinçonnement qui sera équilibré par la réaction du sol. Cette théorie suppose que :

Cette théorie suppose que :

1- Le pieu se comporte comme un solide infiniment rigide s'enfonçant dans un terrain homogène, incompressible, plastique dont la rupture se produit suivant le critère de MOHR-COULOMB, cela veut dire que la résistance au cisaillement est donnée en tout point de la surface de rupture par l'expression suivante :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}\varphi \quad (1.31)$$

2- Evaluation séparée des efforts, ce qui ramène à découpler le frottement latéral (q_s) et la résistance en pointe (q_l). La capacité portante du pieu sera la somme des deux termes.

3- La superposition des effets consiste à additionner les termes contribuant, à savoir :

- * La cohésion (C),
- * La profondeur (D),
- * La densité (γ).

4- Le mécanisme de rupture décrit par le réseau des lignes de glissements développées le long du pieu, varie d'un auteur à l'autre.

5- Les caractéristiques de dilatance d'un sol, ainsi que les propriétés de compressibilité ne sont pas prise en compte.

La charge verticale limite reprise par le pieu est donnée d'une manière générale par :

$$Q_L = S \cdot q_l + P \int q_s(z) \cdot dz \quad (1.32)$$

Les paramètres S et P sont la surface et le périmètre du pieu respectivement.

Le terme de pointe

$$\text{La pression en pointe } q_l \text{ est égale : } q_l = C \cdot N_c \cdot f_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma \quad (1.33)$$

Avec : N_c, N_q, N_γ sont les facteurs de la capacité portante, ils sont fonction de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

f_c : facteur de forme.

L'élancement (D/B) d'un pieu est généralement grand. Il est donc légitime de négliger le troisième terme devant les deux autres termes, on a donc :

$$q_l = C.N_c.f_c + \gamma.D.N_q \quad (1.34)$$

- Méthode de CAQUOT –KERISEL

Les lignes de glissement sont assimilables à des spirales logarithmiques et qui remontent au-dessus de la pointe et retour sur le fût du pieu, la résistance en pointe est donnée par l'expression suivante [10]:

$$q_l = C.N_{cmax} + \gamma.D.N_{qmax} \quad (1.35)$$

A la suite de nombreux essais au laboratoire, en particulier à Londres par SKEMPTON, YASSIN et GIBSON (1953), CAQUOT et KERISEL (1953) ont proposé de retenir les formules :

$$N_{qmax} = 10^{3.04tg\varphi} \quad (1.36)$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{tg\varphi} \quad (1.37)$$

- Méthode de RANKINE (1880) [11]

La théorie de RANKINE sur les contraintes conjuguées pour les matériaux pulvérulents, ayant un angle de frottement interne φ , forme le début des théories de la capacité portante.

Selon cet auteur, si σ_1 et σ_3 sont deux contraintes principales, respectivement majeure et mineure conjuguée, à la rupture on a selon la loi de MOHR-COULOMB :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.38)$$

La résistance en pointe est déterminée par le biais des conditions d'équilibre de deux éléments de sol B et C, voir figure 1.6. Lorsque la résistance limite est atteinte, l'élément B est soumis à une pression verticale q_l .

Supposons que q_L est la contrainte principale majeure, La pression horizontale entre B et C est P, donc :

$$\frac{q_L}{P} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.39)$$

Si l'élément C est en équilibre sous la contrainte majeure P, donc selon RANKINE :

$$\frac{P}{\gamma D} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.40)$$

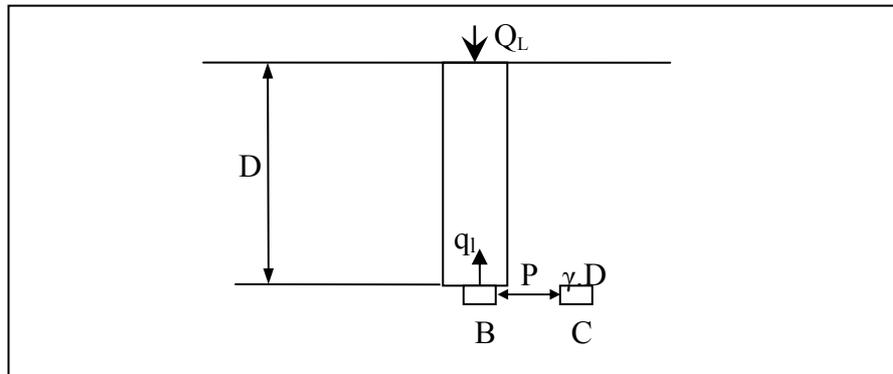


Figure 1.6 : Contraintes agissant sur un élément en équilibre sous la pointe

De là ressort la résistance en pointe ultime q_L tel que :

$$q_L = \gamma D \frac{(1 + \sin \varphi)^2}{(1 - \sin \varphi)^2} \quad (1.41)$$

Le manque de connaissances de plusieurs phénomènes constituant l'essentiel du comportement réel d'un pieu n'a pas permis, à l'époque, une formulation prenant en compte le comportement réel du pieu.

Par la suite et avec l'avancement des connaissances dans le domaine de la géotechnique et surtout le comportement du sol et ses propriétés, des facteurs ont été injectés dans les formules, en essayant de se rapprocher du comportement plus réel du pieu.

Dans un milieu purement cohérent, la formule précédente s'écrit comme suit :

$$q_L = \gamma D + 6.C_u \quad (1.42)$$

- Méthode de BEREZANTZEV (1961)

Cet auteur admet un schéma de rupture représenté à la figure 1.7 (CASSAN, 1978), en adoptant les hypothèses suivantes :

- 1- Sous la pointe, les lignes de glissements sont des spirales logarithmiques limitées au plan horizontal de la base.
- 2- Autour du fût, la surface de glissement est un cylindre concentrique de rayon r_0 .
- 3- Au cours de la pénétration, le volume de sol enfermé dans cette surface cylindrique subit des tassements qui donnent naissance sur cette surface à des contraintes de cisaillement, tel que : $\tau = \sigma_h \operatorname{tg} \varphi$ (1.43)

σ_h : Contrainte horizontale agissant le long du fût.

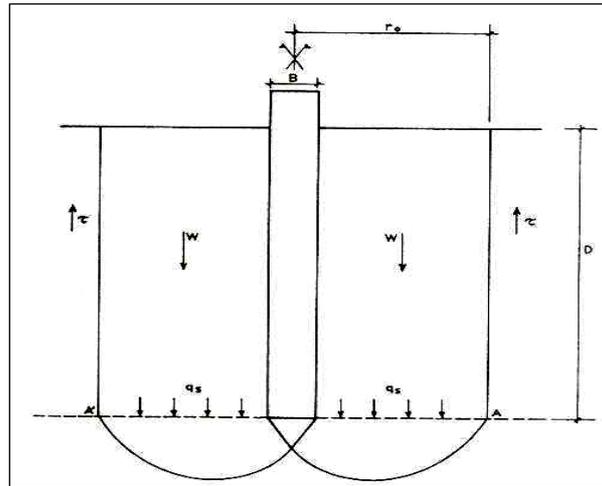


Figure 1.7 : Le mécanisme de rupture selon BEREZANTZEV [3]

BEREZANTZEV propose la solution selon la formule :

$$q_L = A_K \cdot \gamma \cdot B + B_K \cdot \alpha_t \cdot \gamma_d \cdot D \quad (1.44)$$

Avec :

α_t : Coefficient en fonction de : D/B , ϕ et γ_d .

γ_d : La valeur de γ à une profondeur D .

Les coefficients A_K et B_K sont déterminés par la théorie de l'équilibre limite.

- Méthode de TERZAGHI (1943)

Les lignes de glissements sont représentées dans la figure 1.8. Cet auteur n'a pas suggéré une solution rigoureuse de ce problème, à cause de la méconnaissance de la valeur et de la distribution de l'effort tangentiel le long du fût de pieu, ainsi que le mécanisme de rupture sous la pointe. Mais pour des applications pratiques TERZAGUI et PECK (1967) ont proposé de calculer la résistance à la base comme suit [11] :

$$q_L = 1,3 \cdot C_c \cdot N_c + \gamma_d \cdot D \cdot N_q \quad (1.45)$$

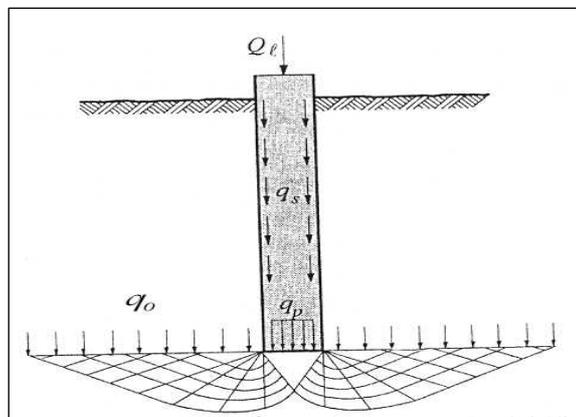


Figure 1.8 : Le mécanisme de rupture selon TERZAGUI [2]

- Méthode de MEYERHOF (1951)

Le mécanisme de rupture est représenté dans la figure 1.9 [11]. Au-dessous de la base, la zone ABC est en état d'équilibre surabondant, elle agit comme si elle faisait partie de la fondation. En chaque côté de cette zone apparaissent deux zones plastiques ACD et BCE .

La résistance à la base est exprimée selon la formule :

$$q_L = C.N_C + K_s \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q + B/2 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \quad (1.46)$$

K_s : coefficient des pressions des terres, il varie de (1/2) pour un sol lâche à (1) pour un sol dense.

N_C , N_q et N_γ : coefficients de portance dépendant de ϕ et du rapport D/B.

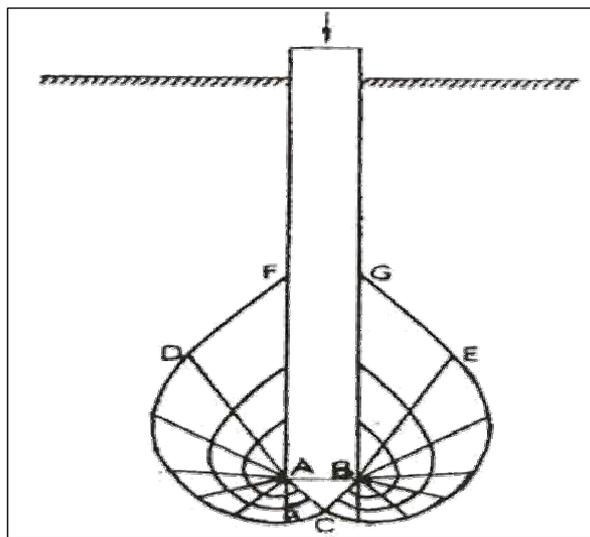


Figure 1.9 : Le mécanisme de rupture selon MEYERHOF

- Méthode de L'HERMINIER (1967)

L'HERMINIER a essayé d'évaluer la capacité portante d'un pieu de faible diamètre en se basant sur l'analogie avec un pénétromètre en poinçonnement continu. Dans cette méthode les lignes de glissements retournant sur le fût sont des spirales logarithmiques qui sont schématisé dans la figure 1.10 [3].

Le phénomène de poinçonnement en pointe est un cisaillement continu avec un angle de frottement fictif de milieu ϕ_s défini par : $\text{tg}\phi_s = 2/3 \text{tg}\phi$.

la résistance en pointe avec le diamètre du cône. Une correction est faite au niveau de la formule de la résistance ultime à la base q_p . GEUZE a proposé, pour passer du pieu modèle réduit de diamètre b au pieu réel de diamètre B , de multiplier le résultat de l'essai par le rapport des diamètres B/b (L'HERMINIER, 1967).

- Méthode de HANSEN (1970)

Cet auteur a introduit des facteurs de correction pour chaque terme faisant partie de la combinaison suivante [11]:

$$q_p = C.N_c.f_c.d_c.i_c + \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \sigma_v \cdot N_q \cdot f_q \cdot d_q \cdot i_q \quad (1.52)$$

f : facteur de forme.

d : facteur de profondeur.

i : facteur d'inclinaison.

Le frottement latéral limite

$$\text{On a déjà défini le terme de frottement par : } q_s = P \int q_s(z).dz \quad (1.53)$$

- Méthode de CAQUOT [12]

Dans les milieux pulvérulents compacts, le pieu s'enfonçant refoule le terrain et provoque, dans un massif, l'apparition de la butée. Selon CAQUOT, on suppose que la butée q_s se développe avec un angle d'obliquité δ , donc on a :

$$q_s = K_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin\delta \quad (1.54)$$

Où $K_{p\gamma}$ est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical dans un terrain horizontal, donné par CAQUOT – KERISEL (1948). Additionnant ces forces élémentaires tout le long de la surface latérale du pieu, on peut obtenir finalement :

$$Q_s = (K_{p\gamma} \cdot \sin\delta) \cdot \gamma \frac{D^2}{2} \cdot P \quad (1.55)$$

$$\text{Et le frottement unitaire moyen : } q_s = \frac{Q_s}{pD} = (K_{p\gamma} \cdot \sin\delta) \cdot \gamma \frac{D}{2} = \alpha \cdot \gamma \frac{D}{2} \quad (1.56)$$

$\alpha = (K_{p\gamma} \cdot \sin\delta)$ ce coefficient est déterminé d'après CAQUOT - KERISEL.

p : périmètre de la section droite du pieu.

L'expérience a montré qu'en pratique, le frottement latéral était toujours inférieur aux valeurs déterminées avec l'obliquité $\delta = -\phi$, mais était voisin de celles évaluées avec l'obliquité $\delta = (2/3)\phi$ (rugosité intermédiaire), cela nous conduit à conclure que la rugosité joue un rôle déterminant sur le frottement développé le long du fût du pieu.

Dans les milieux cohérents, on peut résoudre le problème d'une façon analogue en utilisant le théorème des états correspondant. Il faut seulement introduire le terme dû à la cohésion au frottement unitaire calculé précédemment.

La composante tangentielle de la contrainte due à la cohésion a pour expression :

$$f^{(c)} = k_{pq}(C/\operatorname{tg}\varphi).\sin\delta = \beta.C \quad (1.57)$$

$$\beta = (c/\operatorname{tg}\varphi) .\sin\delta.$$

Où k_{pq} : coefficient de butée dû aux surcharges.

En admettant que $\delta = -(2/3)\varphi$, on a :

$$k_{pq} = \frac{\cos\left(\frac{2}{3}\varphi\right) + \sin\varphi.\cos\Delta}{1 - \sin\varphi} e^{2.\operatorname{tg}\varphi.\left(\frac{\pi}{3} + \frac{\Delta}{2}\right)} \quad \text{et} \quad \sin\Delta = \frac{\sin\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{\sin\varphi}.$$

Pour un sol doué à la fois au frottement interne et de cohésion, on peut considérer le long du pieu, un frottement unitaire moyen de la forme :

$$q_{sm} = \alpha.\gamma. \frac{D}{2} + \beta.C \quad (1.58)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), q_{sm} prend la forme suivante :

$$q_{sm} = \beta.C \quad (1.59)$$

La valeur extrême de β est 1, donnant la valeur maximale du frottement latéral pour un sol purement cohérent et qui s'avère assez optimiste. CAQUOT-KERISEL propose la relation expérimentale suivante :

$$\beta = \frac{1 + C_u^2}{1 + 7C_u^2} \quad (1.60)$$

Où C_u est la cohésion apparente exprimée en bars.

- Méthode de BURLAND (1973)

Cette méthode appelée aussi « méthode β », est très utilisée pour le calcul du frottement le long de la surface latérale du pieu engendré lors de sa pénétration dans le sol.

Cet auteur suppose que la contrainte qui agit sur la surface latérale du pieu après dissipation de la pression interstitielle est au moins égale à la contrainte horizontale initiale avant l'installation du pieu et que l'adhérence sol/pieu est réduite à zéro lors de la pénétration du pieu [11].

Selon BURLAND, le frottement latéral limite est donné par :

$$q_s = k.\sigma_0.\operatorname{tg}\delta \quad (1.61)$$

On a: $k.\operatorname{tg}\delta = \beta$

σ_0 : contrainte verticale des terres à une profondeur z .

k : coefficient des pressions latérales du sol.

Prenant le coefficient $k = k_0$, qui est le coefficient des pressions des terres au repos, il est défini comme suit : $k_0 = (-\sin\varphi)OCR^{1/2}$.

OCR : coefficient de surconsolidation,

φ : angle de frottement interne,

On a σ_c , la contrainte de préconsolidation pour les sols fins, et de précompression pour les sols pulvérulents, et σ_v , la contrainte verticale effective due aux poids des terres. Pour un sol normalement consolidé, OCR = 1, on retrouve la formule de JACKY : $k_0 = 1 - \sin\varphi$.

- Méthode de BHUSHAN (1982)

Cet auteur propose la formule suivante pour le coefficient β :

$$\beta = k \cdot \text{tg}\delta = 0.18 + 0.0065 \cdot D_r.$$

$$k = 0.5 + 0.008 \cdot D_r.$$

D_r : densité relative d'un sol.

Il faut utiliser des corrélations avec le SPT donnant la relation de D_r avec le nombre de coups en fonction de la profondeur.

1.3.2.2. Calcul empirique à partir des essais in-situ

Les essais in-situ permettent de résoudre avec sûreté un très grand nombre de problèmes, ils n'ont pas la prétention de les résoudre tous, mais leur grand intérêt s'articule autour de deux aspects principaux suivants :

En premier lieu, ils sont rapides et en général peu onéreux, à l'exception évidemment des essais de chargement, on peut, et l'on doit, en réaliser le plus grand nombre possible, ce qui permet, d'une part d'apprécier, sans ambiguïté aucune, l'homogénéité d'un site, et d'autre part de caractériser les différentes formations par des valeurs statistiques de leurs caractéristiques mécaniques.

En second lieu, ils sollicitent le sol dans son environnement naturel et rendent ainsi parfaitement compte de son comportement réel, car ils intègrent tous les paramètres qui interviennent dans les phénomènes de déformations et de rupture. A cet égard les essais in-situ ont rendu à la mécanique des sols des services considérables, non seulement par les problèmes qu'ils ont résolus, mais également par ceux qu'ils ont posés et qu'ils posent encore.

Essai scissométrique

Le principal rôle d'une fondation profonde est de reporter les charges sur un horizon résistant, c'est à dire dans un terrain où le scissomètre est inutilisable. Mais, il arrive quelque fois, en présence de dépôts meubles de très grande épaisseur, que l'on se trouve dans l'obligation d'arrêter les pieux dans une formation de faible résistance où les charges appliquées par la superstructure sont essentiellement équilibrées par le frottement latéral, c'est le cas des pieux flottants [3].

Le scissomètre est donc un appareil qui à pour objet la détermination de la cohésion non-drainée d'un sol. Son utilisation est limitée en pratique seulement aux sols fins, saturés, cohérents et peu consistants.

Dans le cas des sols purement cohérent $\phi_u=0$, le terme de pointe s'évalue par la théorie classique à partir de la cohésion non drainée mesurée au scissomètre et corrigé par les coefficients de BJERRUM et de PILOT :

$$q_L = C_u \cdot N_c + \gamma \cdot D \quad (1.62)$$

Considérant un pieu de diamètre B, et fiché dans le sol avec une profondeur D, la valeur de N_c selon SKEMPTON est donnée comme suit :

$$N_c = \frac{6.2 + 7.5 \frac{D}{B}}{1 + 0.75 \frac{D}{B}}$$

Pour des fondations très profonde ($D \rightarrow \infty$), on trouve $N_c=10$. On introduit un coefficient de sécurité (≈ 3).

$$\text{On a alors } q_L = 10/3 C_u + \gamma D \quad (1.63)$$

Et l'effort total admissible en pointe : $Q_p = S q_L$.

Le frottement latéral est mobilisé au moment où l'enfoncement du pieu devient supérieur aux déformations du sol avoisinant, c'est à dire lorsque le pieu commence à glisser dans le sol et il dépend évidemment des caractéristiques de cisaillement du sol.

Le frottement latéral dans les sols purement cohérents, n'est pas fonction que de la cohésion, où :

$$q_s = \beta \cdot C_u \quad \text{avec : } \beta \leq 1 \quad (1.64)$$

Selon CAQUOT-KERISEL $\beta = \frac{1 + C_u^2}{1 + 7C_u^2}$ et la cohésion C_u est exprimée en [bars]

$$\text{En appliquant un coefficient de sécurité } (\approx 2) : q_s = \frac{\beta}{2} C_u \quad (1.65)$$

L'effort total admissible en frottement sera : $Q_s = q_s \cdot A_s$.

Essai de pénétration statique CPT

Certains chercheurs suggèrent que la pénétration statique est un essai de chargement sur un modèle réduit de pieu, et que la résistance en pointe du pieu est la même que la résistance pénétrométrique équivalente sur une certaine zone du pieu. Mais l'expérience des essais pénétrométrique montre que la résistance en pointe du pénétromètre n'est pas une grandeur intrinsèque et varie essentiellement avec la vitesse de pénétration et le diamètre du cône [4]. En étudie séparément les corrélations de la résistance en pointe ainsi que le frottement latéral le long du pieu avec les mesures pénétrométriques.

Résistance en pointe

On admet qu'il existe une homogénéité entre la résistance en pointe du pieu, soit q_p , et celle mesurée au CPT, telle que :

$$q_p = k_c \cdot q_c^e \quad (1.66)$$

k_c : facteur de portance pénétrométrique d'un pieu.

Pour y voir plus claire le calcul de résistance en pointe du pieu, il convient d'examiner séparément le cas des sables purement frottants et celui des argiles cohérentes.

Pour le cas du sol pulvérulent ($C = 0$), le terme de pointe se calcule par l'une des méthodes suivantes :

- Méthode de VAN DER VEEN (1957)

Dans cette méthode, l'auteur suppose que les surfaces de glissement atteignent une profondeur $b.B$ au dessous de la base du pieu, et recoupe le fût du pieu à une hauteur de $a.B$ au-dessus de la pointe sans préciser la forme des lignes.

Le facteur de portance k_c est égale à 1 et la résistance pénétrométrique équivalente q_c^e est obtenue en prenant la moyenne des q_c mesurés au pénétromètre sur une zone qui s'étale sur un fois le diamètre B sous la pointe et 3.75 diamètres au-dessus, comme suit [3] :

$$q_c^e = \frac{1}{4B} \int_{D-3.75 \cdot B}^{D+B} q_c(z) \cdot dz \quad (1.67)$$

Il est recommandé d'adopter un facteur de sécurité de 2.5, ce qui conduit à des tassements au plus égale à 15mm. TOMLINSON (1994), trouve que les prévisions de la méthode de VAN DER VEEN sont meilleures pour des pieux de faible diamètre ($B < 0.50m$) [4].

- Méthode de l'HERMINIER

Dans un milieu sableux et lorsque la fiche dépasse la hauteur critique, le terme de pointe est peu influencé par le diamètre du pieu.

- Supposons (ONP) le diagramme pénétrométrique, schématisé dans la figure 1.11 et l'effort de pointe correspond à la droite (ON) [3] :

$$q_c = \gamma \cdot D \cdot N_{q1} \quad (1.68)$$

- Le diagramme du pieu réel est (OMP), le chargement du pieu suit la loi suivante :

$$q_p = \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (1.69)$$

- La droite correspondante coupera le diagramme du pénétromètre au point M d'ordonnée D_c , donc la fiche du pieu doit être supérieure à D_c pour obtenir la résistance ultime.

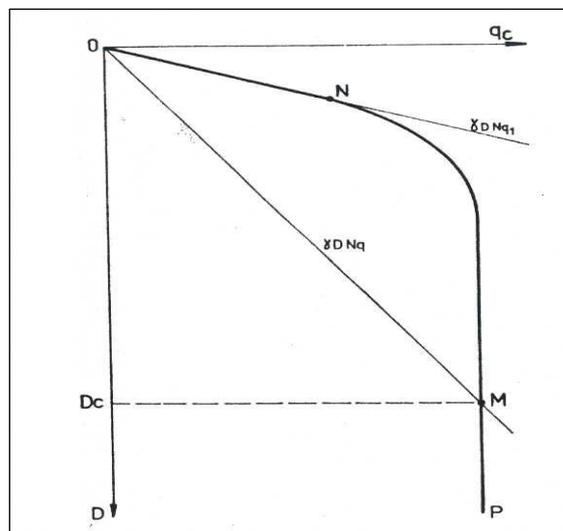


Figure 1.11 : La détermination de la résistance en pointe
Méthode de l'HERMINIER [3]

- Les expériences montrent qu'il faut donner une fiche au moins égale à 3m. Le calcul suppose que $N_q < N_{q1}$.
- pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$, l'HERMINIER constate que $N_q = N_{q1}$. De ce résultat on peut adopter le diagramme du pénétromètre pour un pieu réel avec une fiche de $D \geq 3m$.

Cet auteur recommande une valeur de 3 comme étant le coefficient de sécurité à prendre en compte sur le terme de pointe du pénétromètre.

- Méthode de DE BEER

Pour avoir une contrainte de rupture égale au terme de pointe mesuré au pénétromètre, il fallait que le pieu soit descendu dans une couche homogène à une profondeur L_2 donné par [3] :

$$L_2 = B \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad (1.70)$$

Cette expression est celle de la profondeur critique, correspondant à l'ordonnée du point d'intersection du fût avec la ligne de glissement.

Cette ligne atteint une profondeur L_1 au-dessous de la pointe donnée par :

$$L_1 = \frac{B}{2} \frac{\cos \varphi}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg} \varphi} \quad (1.71)$$

En pratique, et pour que la couche résistante soit très épaisse, le terme de pointe limite d'un pieu fiché de l_2 dans cette couche sera pris égale à la moyenne des termes de pointes mesurés au pénétromètre sur une hauteur de $L_1 + L_2$.

- Méthode de BEJEMANN [3]

Cette méthode est basée sur les lignes de glissements en forme spirales logarithmiques comme le montre la figure 1.12. Si ces derniers sont dans la couche résistante, le terme en pointe d'un pieu est égal au terme de pointe du pénétromètre.

Deux cas courant à distinguer :

1- Une couche molle surmontant le terrain résistant ; on obtient sur le diagramme du pénétromètre les points suivants :

- Un premier point situé à la frontière des deux couches, étant le pieu atteint la surface de la couche résistante, le terme de pointe est égal à : $q_c = (q_{c1} + q_{c2}) / 2$

q_{c1} : terme de pointe du pénétromètre dans la couche supérieur.

q_{c2} : terme de pointe du pénétromètre dans la couche inférieur.

- Un deuxième point sera situé sur le diagramme pénétrométrique à une profondeur dans la couche résistante égale à la profondeur critique du pieu donné par la spirale logarithmique. La courbe de pénétration dans la couche résistante sera la ligne brisée entre le point de la frontière et le deuxième point qui est dans la couche résistante.

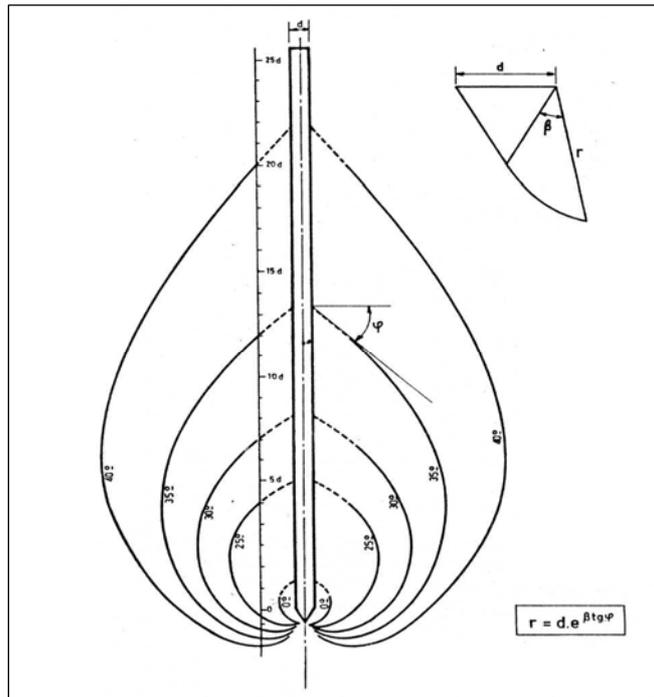


Figure 1.12 : Spirales logarithmiques de BEGEMANN [3]

BEGEMANN donne la règle suivante : Le terme de pointe d'un pieu fiché dans une couche résistante homogène infiniment épaisse, surmontée d'une couche molle est donné

$$\text{par : } q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (1.72)$$

q_{c1} : la moyenne arithmétique des termes de pointe du pénétromètre mesurés sur une distance de 8 à 10 fois B au-dessus de la base du pieu réel.

q_{c2} : la moyenne arithmétique des termes de pointe du pénétromètre mesurés au-dessous de la base. Cet auteur recommande un coefficient de sécurité égale à 2.

2- Une couche résistante repose sur une formation faible, pour ce cas Begemann recommande de calculer le terme q_{c2} comme suit :

$$q_{c2} = \frac{1}{2.n} (n \cdot q_{cn} + \sum q_{ci}) \quad (1.73)$$

q_{ci} : les termes de pointes mesurées sur des intervalles égaux sur une distance de 3.5B au-dessous de la base du pieu. Le coefficient de sécurité est aussi égal à 2 dans les projets de fondation sur pieux.

- Méthode de MEYERHOF (1983) [4]

Cet auteur se base sur la notion de la profondeur critique D_c , pour suggérer le facteur de portance pénétrométrique des pieux dans des sables. La profondeur critique est celle au-delà de laquelle la résistance en pointe reste constante avec la profondeur.

- Pour le cas des pieux courts de faible diamètre ($B < 0.5\text{m}$) battus dans des sols sableux assez homogènes, k_c est égale à D/D_c . Cette profondeur critique pour le sable est donnée par le tableau 1.3 ci-après, en fonction de l'angle de frottement interne φ .

- Pour les pieux longs où $D > D_c$, battus et traversant une couche molle surmontant un horizon sableux dense dont l'épaisseur est plus grande que 20 fois le diamètre, la résistance en pointe est donnée par :

$$q_p = q_{c1} + [(q_{c2} - q_{c1})] \quad (1.74)$$

q_{c1} et q_{c2} sont respectivement les résistances en pointe des couches molle et dense.

Tableau 1.3 : Valeurs de D_c/B selon MEYERHOF

φ°	10	15	20	25	30	40
D_c/B	1.60	2.00	3.00	4.10	9.70	15.00

- Pour les pieux dont le diamètre est entre 0.50 et 2.0m, la capacité portante en pointe doit

être réduite par un facteur de taille tel que : $K_b = \left(\frac{B + 0.5}{2.B}\right)^n$

Avec $n=1, 2$ ou 3 pour un sable lâche, moyennement dense ou dense respectivement, et le diamètre B est exprimé en mètres. MEYERHOF recommande un coefficient de sécurité égale à 3.

Dans le cas d'une argile saturée ($\varphi = 0$), il y a en principe l'égalité entre les termes de pointe du pieu et du pénétromètre. La cohésion peut être calculée à partir de la relation : $q_c = C_u \cdot N_c + q_0$.

Le facteur N_c est le même pour un pieu, puisque N_c ne dépend pas du diamètre du pieu.

On considère en général $C_u \approx \frac{(q_c - q_0)}{15}$

La résistance en pointe $q_L = C_u \cdot N_c + q_0 = 10 \cdot C_u + q_0$

$$\text{Donc : } q_p - q_0 = \frac{(q_c - q_0)}{15} \approx 0.7 (q_c - q_0) \quad (1.75)$$

Le terme q_0 est défini comme étant la pression verticale totale à la base du pieu.

Frottement latéral

Les contraintes limites q_s de frottement latéral du sol contre le pieu au moment de la rupture sont déterminées en pratique, soit à partir du frottement latéral f_s mesuré sur le manchon de frottement du pénétromètre, soit à partir d'une corrélation empirique avec la résistance pénétrométrique q_c dans le cas d'absence de la mesure de frottement latéral.

- Méthode de DINESH MOHAN (1963) [4]

Cet auteur a proposé suite à l'étude de corrélation des essais de chargement des pieux aux essais CPT, la relation empirique suivante :

Dans les sols argileux : $q_s = 0.02 \times q_c$,

Dans les sols sableux : $q_s = 0.01 \times q_c$.

- Méthode de CASSAN (1978) [4]

Cet auteur a compilé un ensemble de recommandations pratiques concernant le frottement latéral, qui sont comme suit :

Sable et graviers ou sable dense : $q_s = q_c / 150$

Sable moyen : $q_s = q_c / 100$

Limons et sols intermédiaires : $q_s = q_c / 60$

Argiles : $q_s = q_c / 50$

Méthodes réglementaires

On se propose ici de passer en revue quelques méthodes préconisées dans différents codes géotechniques :

1- Le code Russe (SNIP-85) présente une méthode pénétrométrique empirique pour le calcul des pieux. Il estime le coefficient k_c qui ne dépend pas de la nature du sol comme suit :

$K_c = 0.90$ pour un sol mou où $q_c^e < 1\text{MPa}$,

$K_c = 0.20$ pour un sol raide où $q_c^e > 30\text{MPa}$.

q_c^e est une valeur moyenne de la résistance en pointe pénétrométrique s'étalant sur une zone de $4B$ sous la pointe du pieu et $1B$ au-dessus.

Pour l'évaluation de la résistance de frottement, dans ce code on considère que le rapport q_s / f_s , où f_s est le frottement latéral sur les tubes du pénétromètre sans manchon de frottement, varie selon les valeurs de q_c et de la nature du sol, pour cela on a :

Dans le cas des sols sables :

q_s / f_s varie de 2.40 pour $q_c^e < 1\text{MPa}$, à 0.75 pour $q_c^e = 15\text{MPa}$.

Dans le cas des sols argileux :

q_s / f_s varie de 1.50 pour $q_c^e < 1\text{MPa}$, à 0.40 pour $q_c^e = 15\text{MPa}$.

2- Le code allemand DIN 4014 (1977), est applicable pour les pieux de gros diamètres. Pour les sols pulvérulents caractérisés par des résistances q_c entre 10 et 15 MPa, on aura une résistance en pointe de 3.40MPa ce qui correspond à un tassement limite en pointe de 15cm. La résistance au frottement latérale est donnée en fonction des marges de la résistance pénétrométrique, et de la profondeur, comme le montre le tableau 1.4.

Pour le cas des sols cohérents, la résistance en pointe recommandée est de 1.20MPa pour un tassement limite de 5% du Diamètre B du pieu. La résistance en frottement est donné en fonction de la cohésion non drainé, comme suit :

$C_u = 0.025\text{MPa}$, on a: $q_s = 0.025\text{MPa}$,

$C_u = 0.100\text{MPa}$, on a: $q_s = 0.040\text{MPa}$,

$C_u = 0.200\text{MPa}$, on a: $q_s = 0.05\text{MPa}$.

Tableau 1.4 : Valeurs de q_s selon le code DIN 4014

Résistance du sol	Résistance q_c en MPa	Profondeur en m	q_s en MPa
Très faible	< 5	-	0.00
Faible	5 - 10	0-2	0.00
		2-5	0.03
		> 5	0.05
Moyenne	10 – 15	0-2	0.000
		2 –7.5	0.045
		> 7.5	0.075
Elevée	>1	0-2	0.00
		2-10	0.06
		> 10	0.10

3- La méthode de LCPC (CCTG, 1993), qu'elle est d'origine empirique et basée sur des essais de chargement statique des pieux, elle utilise uniquement la résistance au cône équivalente q_{ce} mesurée au CPT, la résistance en pointe a pour expression :

$$q_p = k_c \cdot q_{ce} \quad (1.76)$$

k_c : facteur de portance pénétrométrique qui dépend de la catégorie du sol étudié et du mode d'installation. Il est donné par le tableau 1.5.

q_{ce} : résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique, c'est une résistance moyenne autour de la base du pieu définit par :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \quad (1.77)$$

$$q_{cc}(z) = 1.3 q_{cm} \quad \text{et} \quad q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z).dz \quad (1.78)$$

$q_c(z)$: courbe de résistance de cône. $a = B/2$ si $B > 1m$, et $0.5m$ dans le cas contraire. b est le minimum entre a et h la hauteur du pieu dans la couche porteuse (couche résistante).

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique

Type de sol	Pieu ne refoulant pas le sol (Forage...)	Pieu refoulant le sol (Battage, Fonçage...)
Argiles et Limons	0.40	0.55
Sables et Gravier	0.15	0.50
Craies A	0.20	0.30
Craies B	0.30	0.45

Le frottement latéral q_s à la profondeur z est égale à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur β donné par le tableau 1.6 pour quelque configurations courantes dans les projets, sans toutefois dépasser une valeur maximale q_s^{\max} .

Tableau 1.6 : Valeurs de q_s selon le facicule 62
(q_s et q_s^{\max} en kPa)

		Argiles/Limons			Sable/Grave			Craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	-	200	200	200	125	80
	q_s^{\max}	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	β	-	100	-	250	250	300	125	100
	q_s^{\max}	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	q_s^{\max}	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	β	-	75	-	150	150	150		
	q_s^{\max}	15	80	80	-	-	120		

Essai de pénétration dynamique DPT [3]

Il n'existe pas des règles et des méthodes applicables aux essais de pénétration dynamique. En effectuant une corrélation liant le terme de pointe statique et le terme de pointe dynamique, on pourra obtenir le terme statique correspondant et on utilise les méthodes de l'essai de pénétration statique.

Essai de pénétration standard SPT

Il existe une variété de méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé, à la base de l'essai SPT. Il s'agit des méthodes issues en général de la corrélation purement empirique des résultats d'essais de chargement vertical des pieux avec ceux de l'essai SPT. Ce qui est à remarquer dans ces méthodes, des divergences entre elles, ce qui est probablement dû au caractère local de ces corrélations faites dans un contexte géologique donné. Dans ce qui suit, on exposera quelques méthodes (les plus courantes).

On suppose que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre N représentatif de la zone mobilisée autour de la pointe, son expression est comme suit [4] :

$$q_p = k_s \cdot N \quad (1.79)$$

k_s est le facteur de portance et a la dimension d'une contrainte.

On expose ici les méthodes permettant le calcul de la résistance en pointe du pieu :

- Méthode de AOKI et VELLOSO (1975)

D'après des études faites sur les pieux, ces auteurs ont montré que le facteur k_s dépend de la nature du sol et du mode d'exécution du pieu, et que ce facteur est plus grand dans les sols pulvérulents que dans les sols cohérents, ainsi que la rugosité d'interface sol/pointe n'intervient pas dans la résistance, puisque k_s admet les mêmes valeurs pour un pieu en béton préfabriqué ou en acier.

Selon les auteurs, le nombre N à introduire dans la formule (1.79), est la moyenne des trois valeurs de N les plus proches de la pointe.

- Méthode de MEYERHOF (1983)

Il a proposé une méthode dont laquelle le facteur de portance dans le sable dépend de l'élancement du pieu, de son mode d'installation et de la présence ou non d'une nappe phréatique. Le Tableau 1.7 ci-après résume les valeurs du facteur k_s pour des pieux élancés $D/B > 10$.

Tableau 1.7 : Valeur de k_s selon MEYERHOF

Type de pieu	Sol Sableux
Pieu foré	0.120MPa
Pieu battu	0.400MPa

Le nombre N à introduire dans le calcul est une valeur corrigée par l'effet des poids des terres, la valeur représentative est une moyenne arithmétique des nombres N dans une zone entre $8B$ au-dessus de la base et $3B$ au-dessous.

En cas de terrains submergés par une nappe phréatique, il est recommandé de diviser ces facteurs par 2. Pour des pieux battus dans le limon, MEYERHOF propose de leur adopter une valeur de k_s égale à 2/3 de celle du sable.

- Méthode de BAZARAA et KURKUR (1986)

Ces auteurs ont présenté une étude originale sur l'expérience des essais de chargement des pieux en Egypte, en introduisant la notion de la qualité de la mise en place des pieux dans le sol. Le calcul est mené aussi bien dans des sols pulvérulents que dans les sols cohérents.

Le nombre N à introduire dans la formule, identiquement à VAN DER VEEN, est une moyenne arithmétique des valeurs N sur une zone s'étalant de 3.75B au-dessus de la pointe, à 1 au dessous, sans parfois dépasser une valeur moyenne maximale de 50 coups.

- Méthode de REESE et O'NEILL

Avec une interprétation faites sur les essais de chargement des gros pieux forés dans le sable, ces auteurs proposent que le facteur k_s soit égal à 0.06 MPa pour les pieux de diamètres entre 0.52m et 1.20m et des valeurs de N entre 5 et 60. La valeur de k_s est limitée à 4.50 MPa. Le nombre de coups N est une moyenne sur une zone de 2 diamètres sous la pointe du pieu. Pour les gros pieux avec $B \geq 1.27m$, le facteur de portance est à calculer comme suit : $K_s = 0.076 / B$ MPa, où B est exprimé en mètres.

Le frottement latéral [4]

On suppose que la contrainte limite q_s du frottement latéral le long du pieu est proportionnelle au nombre N représentatif de l'interface sol/pieu, à la profondeur étudiée, pour cela on a : $q_s = n_s \cdot N$ (1.80)

- Méthode de DECOURT et QUARESMA (1982)

Ces auteurs ont proposé de calculer le frottement latéral dans les sables, limon et argiles, comme suit :

$$q_s = 10 \times (N/3 + 1) \text{ en kPa.} \quad (1.81)$$

Le nombre N à introduire dans la formule (1.80), doit être entre 3 et 15 pour les pieux préfabriqués, pieux franki et les pieux Strauss, et ne dépassant pas les 50 pour les pieux forés. Le coefficient de sécurité suggéré est de 1.30.

- Méthode de AOKI et VELLOSO (1975)

Ces auteurs trouvent que le facteur n_s dépend de la nature du sol et du type de pieux et varie entre 1 et 5 kPa. Le Tableau 1.8 subséquent résume les valeurs de ce facteur.

Tableau 1.8 : facteur n_s en kPa selon AOKI et VELLOSO

Sol	Pieu foré	Pieu en béton préfabriqué	Pieu en acier
Sable	2.00	4.00	4.00
Sable limoneux	2.28	4.56	4.56
Sable argileux	2.57	5.14	5.14
Limon sableux	1.73	3.46	3.46
Limon	1.71	3.42	3.42
Limon argileux	1.12	2.24	2.24
Argile sableuse	1.20	2.40	2.40
Argile limoneuse	1.26	2.52	2.52
Argile	1.71	3.41	3.41

- Méthode de MEYERHOF (1976)

Les valeurs de n_s sont comme suit :

$n_s = 2$ kPa pour les pieux battus dans les sales et les limons,

$n_s = 1$ kPa pour les pieux forés dans les sables.

Méthodes réglementaires

1- Le code Canadien (1985), recommande que la charge verticale limite d'un pieu isolé dans un sol pulvérulent se calcule comme suit [8] :

$$Q_L = m.N.A_p + n.N_s.P.D \quad (1.82)$$

Avec : $m = 0.40$ Mpa pour un pieu battu, et $m = 0.12$ MPa pour un pieu foré.

N : nombre de coups représentatifs au niveau de la pointe.

A_p : Surface de la pointe.

Et le facteur $n = 2.0$ kPa pour un pieu battu, $n = 1.0$ kPa pour un pieu foré.

N_s : moyenne arithmétique des valeurs du nombre N mesuré le long du pieu.

P : périmètre du pieu.

2- Le code Japonais TSPHF (Technical Standard for Ponts and Harbors Facilities) (1980), retient la formule (1.82) pour le calcul de la capacité portante pour les pieux battus dans les sols sableux, avec les mêmes valeurs pour les coefficients m et n . Le nombre N est

calculé comme suit :
$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$N_1 = \min (N \text{ à la pointe du pieu, moyenne des nombres } N \text{ sur une zone de } 2B \text{ sous la pointe}),$

N_2 : moyenne arithmétique des nombres N sur une zone de $10B$ au dessus de la pointe.

Dans les sable fins ou des sables limoneux saturés et ayant des valeurs du nombre de coups mesurés N_m plus grandes que 15, la valeur corrigé de N est calculée selon l'expression (1.83):

$$N = 15 + \frac{N_m - 15}{2} \quad (1.83)$$

Méthode Pressiométrique du LCPC [4]

Le terme de pointe est donné comme suit :

$$Q_p = A_p \cdot k_p \cdot p_{le}^* \quad (1.84)$$

A_p : section de la pointe,

k_p : facteur de portance. Les valeurs de ce facteur de portance pressiométrique sont résumées dans le Tableau 1.9 subséquent,

p_{le}^* : pression limite nette équivalente, et a l'expression suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_L^*(z) \cdot dz \quad \text{Où } p_L^*(z) : \text{Pression pressiométrique limite nette } (p_L - p_0), \text{ et } a = B / 2 \text{ si } B > 1, \text{ et } a = 0.5m \text{ dans le cas contraire, } b = \min (a, h).$$

Tableau 1.9 : Valeurs de facteur de portance k_p

Nature des terrains		Pieu ne refoulant pas le sol	Pieu refoulant le sol
Argile/Limon	A - mous	1.1	1.4
	B - ferme	1.2	1.5
	C - argiles très ferme à dures	1.3	1.6
Sable / Grave	A – Lâches	1.0	4.2
	B – moyennement compacts	1.1	3.7
	C - compacts	1.2	3.2
Craie	A – Molles	1.1	1.6
	B – Altérés	1.4	2.2
	C – compacte	1.8	2.6

L'effort total limite mobilisé par frottement latéral sur toute la hauteur D du fût du pieu est calculé comme suit :

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz \quad (1.85)$$

p : périmètre du pieu, et $q_s(z)$ est le frottement latéral unitaire limite à la cote z , donné en fonction de la pression limite mesurée nette p_L^* ($p_L^* = p_1 - p_0$) qui exprime la compacité et le serrage du sol [3].

1.3.2.3. Essai de chargement statique [3]

La réalisation d'un essai de pieu en vraie grandeur constitue évidemment la meilleure manière d'obtenir la valeur de la charge limite sur un site donné. Bien que ce type d'essai soit relativement coûteux, il est courant pour les grands chantiers comportant un grand nombre de fondations profondes. Cet essai permet de vérifier la validité des calculs préalables et d'ajuster les coefficients empiriques utilisés dans les méthodes basées sur les essais in-situ telle que l'essai au préssiomètre ou l'essai au pénétromètre.

Les méthodes d'expérimentation et d'analyse ont fait de tels progrès de nos jours, que la tendance actuelle est de considérer l'essai de pieu comme un véritable essai géotechnique qui, s'il est correctement réalisé selon un mode opératoire précis, et analysé selon des méthodes scientifiques, donne des renseignements particulièrement intéressants sur le comportement du sol.

Selon la nature des sollicitations auxquelles seront les pieux soumis au cours de la vie de l'ouvrage, on distinguera différents essais qui sont comme suit, des essais d'enfoncement, des essais d'arrachement et des essais de chargement horizontal. Dans la plupart des cas, les pieux travaillent sous des charges de compression verticales. Puisque notre étude se base sur le comportement des pieux chargés axialement, on ne s'intéresse par la suite qu'à l'essai d'enfoncement statique.

La figure 1.13 représente un essai de chargement vertical statique réel d'un pieu à Merville dans les argiles des Flandres en France.



Figure 1.13 : Essai de chargement vertical d'un pieu

Préparation de l'essai

Un essai de chargement de pieu se prépare longtemps à l'avance et doit faire l'objet de certaines observations préalables. En général, le pieu à essayer devra appartenir à l'ouvrage. Il faudra alors le choisir avant sa réalisation et contrôler soigneusement celle-ci. C'est ainsi le cas d'un pieu battu, il faudra bien établir la courbe de battage et noter tous les incidents qui auront pu se produire.

Dans le cas des pieux forés, on contrôlera soigneusement le bétonnage en prélevant divers échantillons de béton pour d'éventuels essais d'écrasement en laboratoire, et en mesurera le volume réel mis en place que l'on comparera au volume théorique. On prendra soin également de noter tous les incidents de bétonnage.

Une fois le pieu terminé, le vérin et les appareils de mesure doivent se reposer sur une dalle au-dessus du pieu c'est pourquoi on réalisera un élément d'appui en béton de section circulaire ou carrée dont les dimensions doivent être légèrement supérieures à celles du pieu. La dernière étape de la préparation de l'essai, et qui ce fait généralement la veille de l'essai, consiste à contrôler tout le dispositif et les appareils de mesures ainsi que le centrage du vérin.

Exécution de l'essai

L'essai pourra commencer selon un programme soigneusement défini et qui varie non seulement d'une nation à l'autre, mais également selon les organismes de même nationalité. En fait, il est absolument nécessaire pour chaque essai d'établir un programme de chargement rigoureux. Le programme de chargement doit être établi en fonction de ce que l'on cherche et des méthodes d'interprétation que l'on compte lui appliquer. On va présenter dans ce qui suit le programme de chargement du LCPC qui, vu le caractère officiel de cet organisme et son incontestable technicité tend à s'imposer à l'heure actuelle.

Programme de chargement selon L.C.P.C

Le programme a été établi de telle sorte qu'il puisse être réalisé en deux jours et comprend deux cycles de chargement.

La charge maximale est toujours égale à $2 Q_n$ (charge nominale du pieu).

1^{er} cycle :

- chargement de 0 à Q_n par palier égaux de $Q_n / 5$,
- chaque palier est maintenu constant pendant 90 min,
- pour chaque palier les lectures des déformations sont faites à des temps bien déterminés.

Les mises en charge doivent être les plus rapides possibles et le temps initial de chaque palier correspond à la fin de la mise en charge,

- déchargement par paliers de $Q_n / 5$ maintenus pendant 15 min avec des lectures à : 1, 2, 10 et 15 min,
- au zéro, poursuivre les lectures pendant une heure. Repos pendant une nuit.

2^{ème} cycle :

- lecture de contrôle de tous les appareils sous charge nulle,
- chargement de 0 à $2Q_n$ par palier de $Q_n / 5$ maintenus chacun pendant 1h30 avec lectures comme pour le premier cycle.
- Déchargement par palier de $Q_n / 5$ maintenu pendant 5 min avec des lectures à 1, 2 et 5 min,
- Au zéro, poursuivre les lectures pendant une demi- heure,
- Effectuer une dernière lecture le lendemain matin.

On trace les courbes charge-enfoncement, on constate que :

- Lorsque l'allure des courbes présente une asymptote apparente, la charge limite est l'abscisse de cette dernière.
- Dans le cas échéant, de très nombreuses recommandations ont été émises pour l'interprétation de telles courbes, citons la règle de Parez qui préconise de suivre l'évolution des tassements sous charge constante après chaque opération de chargement. La courbe représentative de cette variation marquée par un changement brutal. La charge correspondante est définie comme étant la charge critique.
- A cet effet on peut citer la règle pratique généralement utilisé qui consiste à prendre la valeur de la charge limite correspondante à un tassement égale à $B / 10$.

1.3.2.4. Théorie de l'expansion des cavités [11]

Parmi les défauts les plus importants des théories classiques est la non prise en compte des propriétés de compressibilité des sol. Des études expérimentales ont montré que la résistance en pointe dans deux sols ayant le même angle de frottement, mais des propriétés de déformation différentes n'est pas forcément la même. Donc l'angle de frottement n'est pas le seul paramètre affectant la résistance en pointe. On comprend pourquoi l'utilisation des méthodes faisant intervenir la déformabilité du sol a connu un grand succès.

Toutes ces méthodes reposent, en général, sur l'analogie de la déformation du sol sous une fondation profonde avec l'expansion d'une cavité sphérique. Cette idée a été

développée pour la première fois par BISHOP, HILL et MOTT (1945) pour l'étude de poinçonnement d'un métal, et a été appliqué pour la première fois au calcul de la capacité portante des pieux au sol cohérent par GIBSON (1950) et SKEMPTON (1951).

SKEMPTON et al (1953) ont proposé de relier la capacité portante d'une fondation à une profondeur donnée à la pression limite p_{ls} de l'expansion d'une cavité sphérique située à la même profondeur dans un sol suivant une loi de comportement élastoplastique, comme suit :

$$q_L = N_q \cdot q \quad (1.86)$$

$$\text{Et } N_q = \frac{P_s}{\gamma \cdot D} (1 - \cot \alpha \cdot \tan \varphi) \quad (1.87)$$

α : le demi angle de la pointe du pieu, pris égale à 45° ,

φ : angle de frottement interne du sol sous la pointe du pieu.

P_s est donné par la formule suivante :

$$P_s = \gamma \cdot D \left[\frac{3}{1+2N} \frac{E}{6p_0(1+\nu)} \frac{1+2N}{1-N} \right]^{\frac{2}{3(1-N)}} \quad (1.88)$$

$$\text{Et : } N = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (1.89)$$

1.4. Méthode de transfert de charges

La méthode de transfert de charges dite autrefois méthode des courbes t-z, q-z est l'une des principales méthodes de calcul des tassements des pieux isolés soumis à des chargements verticaux. L'ignorance de la continuité du sol est l'une des caractéristiques particulières de cette méthode. L'interaction entre le pieu et le sol se manifeste par un transfert de charge par le biais des ressorts élastiques linéaires ou non linéaires, représentant les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la pression en pointe en fonction du tassement au niveau correspondant.

Le principe de base de cette théorie ainsi que les méthodes des différents auteurs qui se basent sur ce principe sera exposé dans ce qui suit.

1.4.1. Présentation de la méthode

L'interface sol/pieu est modélisée par une infinité de ressorts axiaux indépendants, reprenant les contraintes de frottement latéral et les pressions verticales à la base du pieu, la continuité du sol est ignorée. Le transfert des charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts, comme le montre la figure 1.14.

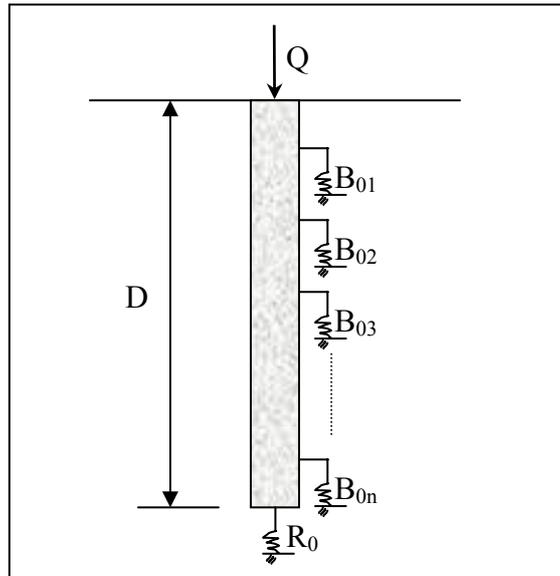


Figure 1.14 : Schéma de transfert de charges pieu/sol [5]

On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles aux tassements correspondant, telles que :

$$\tau(z) = B_0(z).v(z) \quad (1.90)$$

$$q_p = R_0 \cdot \frac{v(D)}{B} \quad (1.91)$$

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2v}{dz^2} - a^2 \cdot v = 0 \quad (1.92)$$

$$a = \sqrt{\frac{4.B_0}{E_p.B}} \quad (1.93)$$

Dans le cas d'un sol caractérisé par B_0 constant avec la profondeur, cette équation s'intègre analytiquement et le tassement en tête du pieu est donné par :

$$v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B} \frac{1 + \frac{R_0}{a.B.E_p} \tanh(a.D)}{R_0 + a.B.E_p \cdot \tanh(a.D)} \quad (1.94)$$

Le facteur du tassement I_v correspondant sera :

$$I_v = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{\alpha}{2.\sqrt{\beta.K}} \tanh\left(2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}}\right)}{\alpha + 2\sqrt{\beta.K} \tanh\left(2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}}\right)} \quad (1.95)$$

$$\alpha = \frac{R_0}{E_s(D)} \text{ et } \beta = \frac{B_0 \cdot B}{E_s(z)} \text{ et la compressibilité relative } K = \frac{E_p}{E_s}$$

Dans le cas d'un pieu incompressible, la solution précédente devient, en imposant $E_p/E_s = \infty$:

$$v_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B (R_0 + 4 \cdot D \cdot B_0)} \quad (1.96)$$

1.4.2. Méthodes de calcul par transfert de charges

On se limitera dans ce chapitre à l'exposé des méthodes suivantes :

1. Méthode de CAMBEFORT (1964),
2. Méthode de GAMBIN (1963),
3. Méthode de CASSAN (1966),
4. Méthode de FRANK et ZHAO (1982).

1.4.2.1. Théorie de CAMBEFORT (1964)

L'originalité de cette méthode fait qu'elle ne postule absolument pas a priori l'élasticité linéaire du sol mais qu'elle part directement de lois de comportement déduites d'observation expérimentale sur des pieux réels.

Analysant un grand nombre d'essais de chargement, CAMBEFORT a observé que lorsque le pieu est chargé, les points du sol voisins du fût suivent le même déplacement que le pieu tant que la contrainte de cisaillement induite reste inférieure à celle correspondant au frottement limite sol/pieu ; A partir de ce moment, il y aura un glissement, et ce dernier commence en tête et se propage par la suite vers la pointe [3]. L'analyse d'un certain nombre d'essais de chargement l'amène à constater que la courbe chargement-enfoncement présente toujours la même allure, comme le schématise la figure 1.15. Ce qui lui permis de poser les hypothèses suivantes :

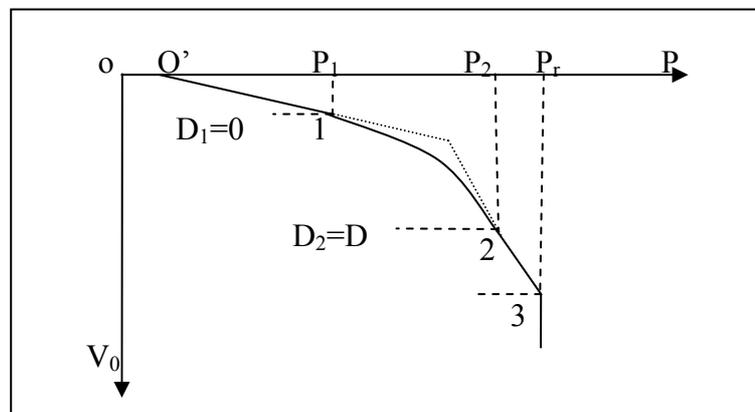


Figure 1.15: Courbe de chargement d'un pieu selon CAMBEFORT

- La contrainte (q_p), s'exerçant sur la pointe du pieu est une fonction linéaire de l'enfoncement $v(D)$ de la pointe et l'on peut écrire :

$$q_p = QB + \frac{R_0}{B}V(D) \quad (1.97)$$

- Au début du chargement, il y a adhérence entre le pieu et le sol; la contrainte de frottement (τ) à une profondeur (z) est liée à l'enfoncement (V) à cette même profondeur par une relation linéaire : $\tau(z) = A + B_0 V(z)$ (1.98)

- Lorsque la charge augmente, il y a décollement entre le fût du pieu et le sol. Ce décollement apparaît dès que le sol atteint une valeur limite de la déformation (V_1).
Donc en tête, le pieu s'enfonce plus vite que le sol ne se déforme, et cela jusqu'à une profondeur (D_1) au-dessous de laquelle il y a de nouveau adhérence, voir Figure 1.16.

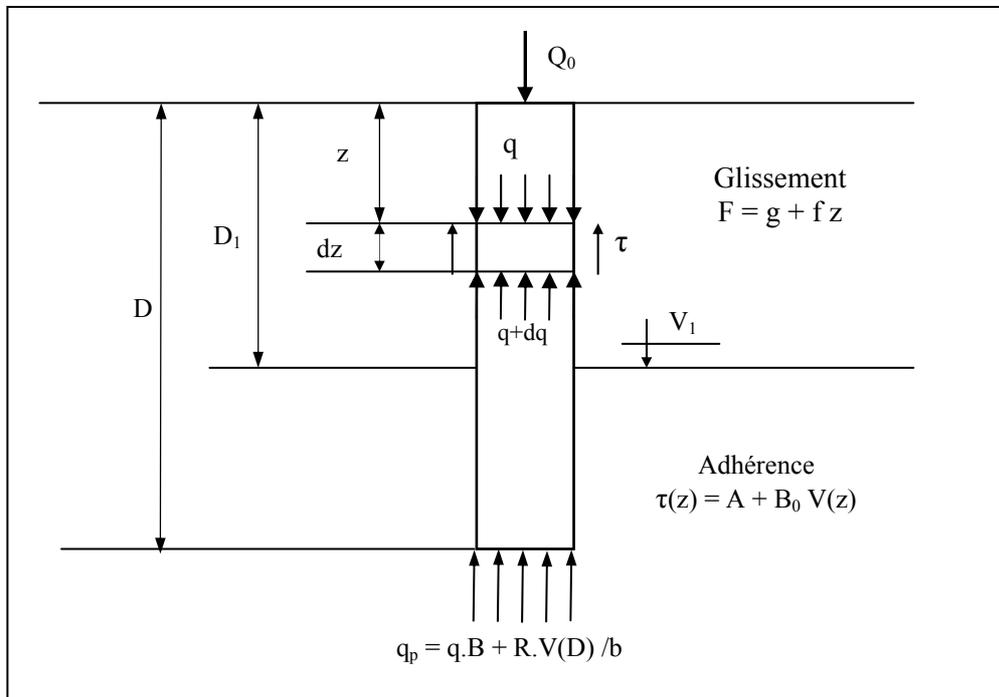


Figure 1.16 : Représentation du pieu soumis à un effort axial

La loi de frottement pour une profondeur ($z < D_1$), est celle de l'hypothèse classique de frottement latéral, donné comme suit :

$$\tau = g + f z \quad (1.99)$$

$f = 0$ en terrain cohérent,

$g = 0$ en terrain pulvérulent.

Pour ($z > D_1$), le frottement suit la 2^{ème} loi définie précédemment, il s'agit de celle de l'adhérence.

- En augmentant la charge, à une certaine valeur, le décollement (glissement) atteint la base du pieu, et le frottement reste constant et seul la pointe continue à réagir suivant une loi linéaire (voir figure 1.17).

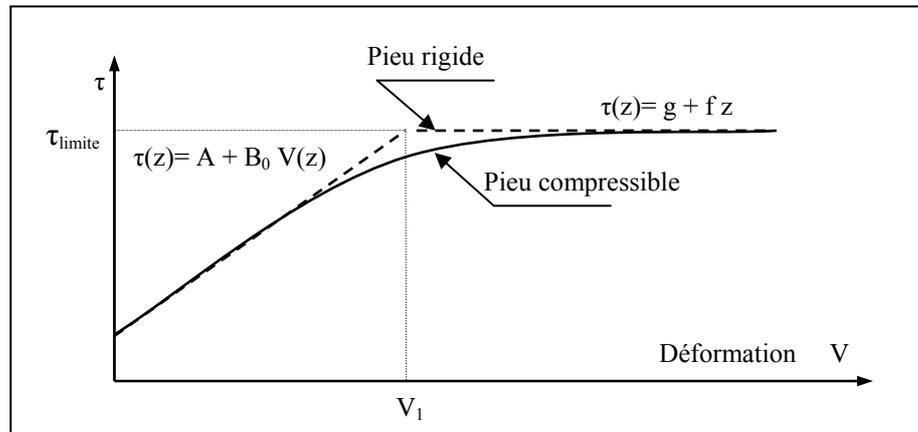


Figure 1.17 : Schématisation de l'hypothèse de CAMBEFORT

Relation générale entre charge et enfoncement

En écrivant les équations d'équilibre d'un élément de pieu d'épaisseur (dz) situé à une profondeur (z), et d'après la loi de HOOKE, on arrive à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - \frac{4\tau}{BE_p} = 0 \quad (1.100)$$

Pour résoudre cette équation différentielle, CAMBEFORT s'est placé dans le cas général, où sous un chargement (P_0), le glissement se propage jusqu'à une profondeur (D_1), et au-dessous de cette profondeur il y a l'adhérence.

1^{ère} phase pour $0 < z < D_1$, on a la loi suivante : $\tau = g + fz$

L'équation différentielle est comme suit :

$$\frac{d^2 V}{dz^2} - \frac{4(g + fz)}{BE_p} = 0 \quad (1.101)$$

Par intégration directe, on obtient le résultat suivant :

$$\left. \begin{aligned} V &= V_0 - \frac{4z}{BE_p} \left(\frac{p_0}{\pi B} - \frac{gz}{2} - f \frac{z^2}{6} \right) \\ q &= \frac{4}{B} \left(\frac{p_0}{\pi B} - gz - f \frac{z^2}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.102)$$

2^{ème} phase pour $D_1 < z < D$, la loi de frottement est comme suit : $\tau(z) = A + B_0 V(z)$

L'équation différentielle devienne :

$$\frac{d^2V}{dz^2} - \frac{4(A+B_0V(z))}{BE_p} = 0 \quad (1.103)$$

Cette équation, peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{d^2V}{dz^2} - a^2V = a^2 \frac{A}{B_0} \quad (1.104)$$

$$a^2 = \frac{4B_0}{BE_p} \quad (1.105)$$

La solution générale a la forme suivante :

$$V = Mchaz + Nshaz - \frac{A}{B_0} \quad (1.106)$$

En tenant compte des conditions aux limites, précisément l'égalité des contraintes à la profondeur (D_1), on trouve :

$$\left. \begin{aligned} V &= \left[\frac{sha(D-z) + \frac{R_0}{aBE_p} cha(D-z)}{\frac{R_0}{B} ch(D-D_1) + AE_p sh(D-D_1)} \right] q_1 + \left(\frac{R_0A}{BB_0} - Qb \right) cha(z-D_1) - \frac{A}{B_0} \\ q &= \left[\frac{aE_p sha(D-z) + \frac{R_0}{B} cha(D-z)}{\frac{R_0}{B} ch(D-D_1) + AE_p sh(D-D_1)} \right] q_1 + \left(\frac{R_0A}{BB_0} - Qb \right) cha(z-D_1) \\ q_1 &= q_0 - \frac{4}{B} \left(g + f \frac{D_1}{2} \right) D_1 \end{aligned} \right\} \quad (1.107)$$

Au début de chargement, tant qu'il y a adhérence entre le pieu et le sol le comportement du pieu est régi par les équations (1.108) dans lesquelles il suffit de prendre $D_1=0$, le tassement qui correspond à $z=0$ est alors :

$$V_0 = \left[\frac{sha(D) + \frac{R_0}{aBE_p} cha(D)}{\frac{R_0}{B} ch(D) + AE_p sh(D)} \right] q_0 + \left(\frac{R_0A}{BB_0} - Qb \right) \quad (1.108)$$

BAGUELIN et VENON, 1971 ont complété cette théorie en précisant le comportement du pieu aux faibles charges et en définissant une longueur critique qui leur a permis de distinguer le comportement du pieux courts et celui des pieux longs.

En effet, au début du chargement, le frottement étant régi par la loi de l'équation 1.98 de CAMBEFORT, deux cas peuvent se présenter :

- Ou bien la pointe commence à réagir avant que la déformation limite D_1 ne soit atteinte en tête, on dit alors qu'on a affaire à un pieu court.
- Ou bien la déformation en tête atteinte la valeur limite D_1 bien avant que la pointe soit sollicitée, c'est le cas des pieux longs.

1.4.2.2. Méthode de Ph.GAMBIN (1963) [3]

GAMBIN, a proposé une méthode numérique pratique de calcul du tassement des pieux, dont les hypothèses de base apparaissent comme un cas particulier de celles de CAMBEFORT, cette théorie est applicable aux terrains hétérogènes.

La loi de comportement de la pointe est celle de la théorie pressiométrique déduite de la formule de JOSSELIN de JONG :

Si $r = B/2 =$ rayon du pieu, on a :

$$\left. \begin{aligned} V_p &= \frac{P}{2E} \lambda r && \text{Pour } r < r_0 \\ V_p &= \frac{P}{2E} r_0 \left(\lambda \frac{r}{r_0} \right)^\alpha && \text{Pour } r > r_0 \end{aligned} \right\} \quad (1.109)$$

r_0 : Une dimension repère égale à 30 cm,

λ : Désigne le coefficient de forme du pieu qui est égale à 1 pour une section circulaire et 1.12 pour une section carrée,

α : Désigne le coefficient de structure du sol.

GAMBIN a admis que le frottement latéral (τ) était lié au tassement (v) par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} V &= C_1 \frac{\tau}{E} && \text{Pour } r < r_0 \\ V &= C_1 \frac{\tau}{E} r_0 \left(\frac{r}{r_0} \right)^\alpha && \text{Pour } r > r_0 \end{aligned} \right\} \quad (1.110)$$

Avec C_1 est un coefficient numérique qui dépend de l'état de surface du pieu, donc de son mode d'exécution, et dans une certaine mesure de son élancement.

Calcul du tassement

Le pieu est décomposé en (n) tronçons dont les hauteurs (h_1, h_2, \dots, h_n) sont représentées dans la figure 1.18. Ces tronçons sont fins mais suffisamment petits pour que la variation de la contrainte normale entre deux sections horizontales extrêmes soit faible.

On a :

- V_i et q_i le déplacement de la section de base du tronçon de rang (i) et la contrainte normale qui s'exerce sur ce tronçon.
- V_{i+1} et q_{i+1} le déplacement de la section supérieur et la contrainte correspondante.
- τ_i la contrainte de frottement mobilisée sur la surface du périmètre de ce tronçon.
- E_i module de déformation du sol sur la hauteur (h_i).

L'équilibre des forces agissant sur le tronçon de rang (i-1), permet d'écrire :

$$q_i = q_{i-1} + \frac{2h_{i-1} \tau_{i-1}}{r} \quad (1.111)$$

La loi de Hooke appliquée au tronçon (i) s'écrit : $V_{i+1} = V_i + \frac{q_i h_i}{E_p}$ (1.112)

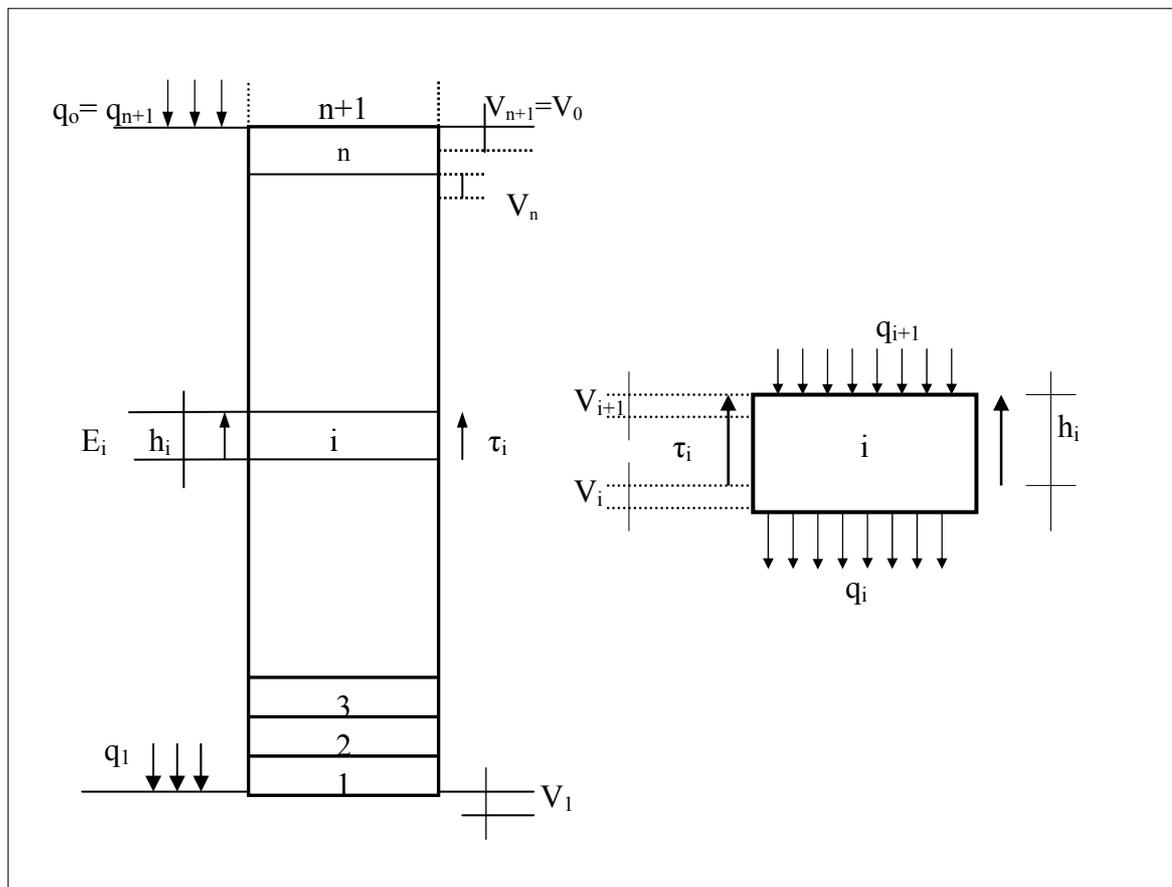


Figure 1.18 : Tassement d'un pieu isolé Selon GAMBIN

Enfin, on remarquera que le frottement (τ_{i-1}) le long du tronçon de rang (i-1) provient de la déformation (V_i) de la section supérieure.

On a :

$$\left. \begin{aligned} \tau_{i-1} &= \frac{V_i E_{i-1}}{C_1 r} \\ \text{Ou} \\ \tau_{i-1} &= \frac{V_i E_{i-1}}{C_1 r_0 \left(\frac{r}{r_0}\right)^\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (1.113)$$

Les tronçons étant numérotés à partir du bas, on se fixera une contrainte à la base (q_1), arbitraire, mais inférieure au terme de pointe admissible déterminé dans l'étude de la stabilité générale, et en remontant de proche en proche par application successive des formules (1.110 à 1.112), on atteindra la valeur de la contrainte et de la déformation en tête :

$$V_1 = \frac{\nu+1}{3E_1} q_1 r_0 \left(\frac{r}{r_0}\right)^\alpha \quad (1.114)$$

$$V_2 = V_1 + \frac{q_1 h_1}{E_p} \quad (1.115)$$

$$V_3 = V_2 + \frac{q_2 h_2}{E_p} \quad (1.116)$$

$$q_2 = q_1 + \frac{2h_1 \tau_1}{r} \quad \text{et} \quad \tau_1 = \frac{V_2 E_1}{C_1 r_0 \left(\frac{r}{r_0}\right)^\alpha} \quad (1.117)$$

$$V_0 = V_n + \frac{q_n h_n}{E_p} \quad \text{et} \quad q_0 = q_n + \frac{2h_n \tau_n}{r_0} \quad (1.118)$$

$$\text{Avec : } \tau_n = \frac{V_0 E_n}{C_1 r_0 \left(\frac{r}{r_0}\right)^\alpha} \quad (1.119)$$

1.4.2.3. Méthode de CASSAN (1966) [3]

Pour le calcul de tassement d'un pieu, CAMBEFORT a fait intervenir les deux lois de comportement de l'interface pieu/sol :

$$\left. \begin{aligned} \tau &= A + B_0 V(z) \\ q_p &= QB + \frac{R_0}{B} v(D) \end{aligned} \right\} \quad (1.120)$$

En 1966, une autre méthode approchée du calcul de tassement a été introduite par M. CASSAN qui a négligé les paramètres (Q) et (A), étant faible par rapport aux autres paramètres, et adopte finalement comme loi de comportement celle qui suit:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= B_0 v(z) \\ q_p &= \frac{R_0}{B} v(D) \end{aligned} \right\} \quad (1.121)$$

Ce qui montre que les seuls paramètres intervenant dans le comportement du pieu sont (R_0) et (B_0) qui caractérisent la déformabilité du sol en pointe et au fût du pieu.

L'expérience montre en effet que dans le domaine des charges en service l'adhérence entre le pieu et le sol est presque toujours assuré.

Détermination des paramètres R_0 et B_0

D'après l'expérience, on peut admettre que le comportement de la base du pieu est assimilable à une sphère rigide placée à l'intérieur d'un massif de sol et soumise à une force verticale. Cette assimilation de la base du pieu à une demi-sphère rigide, est à l'heure actuelle, universellement admise.

On trouve selon la solution de JOSSELIN de JONG, que le déplacement vertical (v) de la pointe du pieu est donné par la relation suivante :

$$V = \frac{1+\nu}{3E} pr = \frac{1+\nu}{6E} pB \quad (1.122)$$

En comparant cette formule avec celle de (1.121); on aura donc :

$$R_0 = \frac{6E}{1+\nu} = 12G \quad (1.123)$$

Et en général le coefficient de Poisson est égal à (1/3) ce qui conduit à la formule pratique suivante :

$$R_0 = 4.5 * E_s \quad (1.124)$$

Pour déterminer le paramètre (B_0), nous avons tenté une approche par la théorie d'élasticité en se plaçons dans le cas le plus simple d'un pieu infiniment rigide par rapport au sol. L'enfoncement en tête est égal à celui de la pointe et le frottement latéral est constant sur toute la longueur du pieu. Considérons une force verticale isolée (Q) à une profondeur (z) et déterminons la déformation verticale du massif à la profondeur (D) et à une distance (B/2) de l'axe, cette déformation est donnée par la formule de MINDLIN.

Après certaine simplification on obtient :

$$V = \frac{bF}{E} \zeta(m) \quad (1.125)$$

$$\text{Pour } \nu = 1/3, \text{ on a : } \zeta(m) = 1.53 \log m + 0.95 \text{ et } m = \frac{2.D}{B} \quad (1.126)$$

CASSAN aboutit après divers essais à l'expression :

$$B_0 = \frac{E}{2(1+\nu)I_0} \quad (1.127)$$

Avec : $I_0 = 0.9$ et Pour $\nu = 1/3$, on aura :

$$B_0 = 4.2 * E_s \quad (1.128)$$

B_0 en $[\text{kN/m}^3]$ en prenant E_s en $[\text{kPa}]$.

Expression du tassement :

A partir de l'équation d'équilibre d'un élément de pieu, et de la loi de HOOKE, on obtient l'équation suivante :

$$\frac{d^2V}{dz^2} - \frac{4B}{DE}V = 0 \quad (1.129)$$

Evidemment cette équation est la même que celle de CAMBEFORT a trouvé, sauf que les paramètres A, f, Q et g sont nuls ce qui est l'hypothèse posée par CASSAN.

La solution de l'équation différentielle (1.127), perd son second membre et l'intégrale générale a pour expression :

$$V = Msh(az) + Nch(az) \quad (1.130)$$

En prenant les conditions aux limites suivantes :

- En tête : $z = 0$ alors : $V = M = V_0$
- En pointe : $z = D$ alors : $-Ep \frac{dV}{dz} = \frac{R_0}{B}V$

Après tout calcul fait, on obtient la formule suivant du tassement :

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D} \frac{1 + \frac{R_0}{aBE_p} \text{tha}D}{R_0 + aBE_p \text{tha}D} \quad (1.131)$$

On peut définir le facteur du tassement qui est un facteur adimensionnel, qui facilite les calculs et qui permet de faire une comparaison rapide avec les autres méthodes, ce facteur est défini par la relation suivante :

$$I_v = \frac{V_0 B E_s}{Q} \quad (1.132)$$

Posons pour simplifier l'écriture : $K = E_p / E_s$ et : $z = a.D = \frac{m}{\sqrt{K\phi(m)}}$

Par suite d'un calcul simple, on montre que le facteur de tassement s'écrit comme suit :

$$I_v = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{2.25}{K} \frac{m}{z} \text{th}z}{4.5 + 2K \frac{z}{m} \text{th}z} \quad (1.133)$$

Pour une valeur petite de z la relation (1.133) s'écrira alors :

$$I_v = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{2.25}{K} m}{4.5 + 2K \frac{m}{\varphi(m)}} \quad (1.134)$$

Pour un élancement nul, on trouve : $I_v = \frac{8}{9\pi}$ (pour $\nu = 1/3$) qui n'est autre que le facteur du tassement d'une semelle circulaire posée en surface.

Ces expressions montrent que le facteur du tassement ne dépend que de l'élancement du pieu (puisque $m = \frac{2.D}{B}$) et du rapport K entre le module de déformation du pieu et celui du sol. Il permet donc d'apprécier l'influence de la compressibilité relative du pieu par rapport au sol, un pieu infiniment rigide correspondant évidemment à $K \rightarrow \infty$.

Selon CASSAN on peut conclure, que le facteur du tassement diminue en augmentant l'élancement et la compressibilité relative.

1.4.2.4. Méthode de FRANK-ZHAO (1982)

En s'aidant des essais in-situ FRANK-ZHAO ont développé une méthode numérique basée sur les caractéristiques pressiométriques (E_m et p_l) des sols de fondation [13], qui permet de prévoir l'ensemble de la courbe (chargement en tête-enfoncement).

FRANK-ZHAO (1982) ont recommandé de construire les courbes de mobilisation du frottement latéral τ - v et celle de la pression en pointe q_p - $v(D)/B$ telles que schématisées en figure 1.19, avec [9]:

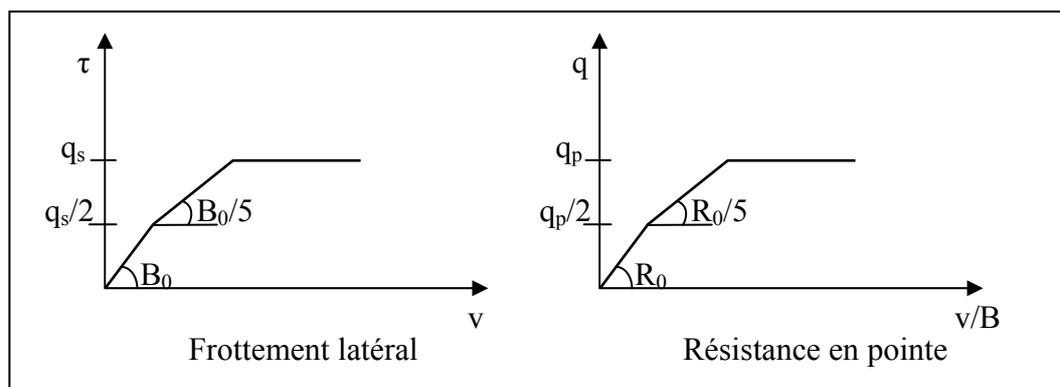


Figure 1.19 : Courbes de mobilisation de contrainte

$B_0 = 2. \frac{E_m}{B}$ et $R_0 = 11.E_m$ pour les sols fins, et

$B_0 = 0.8 \frac{E_m}{B}$ et $R_0 = 4.8.E_m$ pour les sols granulaires.

Principe de la méthode

L'équilibre d'un élément de pieu est régi par l'équation différentielle suivante :

$$E_p S \frac{d^2 V_z}{dz^2} - \pi B \tau(z) = 0 \quad (1.135)$$

Pour résoudre le problème, il faut exprimer (τ_z) en fonction de $V(z)$ d'un point quelconque du fût et connaître (q_p) en fonction de $V(D)$.

A partir de nombreux essais faits par le LCPC et par proposition de CAMBEFORT (étude statique) il a été proposé les deux lois de comportement suivantes :

$$\tau_z = A + B_0 V(z) \quad (1.136)$$

$$q_l = \frac{R_0}{B} V(D) + QD \quad (1.137)$$

- Si $B_0 \neq 0$ l'équation (1.136) s'écrit :

$$\frac{d^2 V_z}{dz^2} - \mu^2 V_z = \mu^2 \frac{A}{B_0} \quad (1.138)$$

$$\text{Avec : } \mu^2 = \frac{\pi B B_0}{E_p S}$$

$$\text{Et la solution sera donc : } V(z) = M \operatorname{ch} \mu z + N \operatorname{sh} \mu z - \frac{A}{B_0} \quad (1.139)$$

$$\text{Le raccourcissement élastique du pieu est : } dV(z) = -\frac{N(z)}{E_p S} dz \quad (1.140)$$

$$\text{D'où : } N(z) = -E_p S \frac{dV}{dz} = E_p S M \mu \operatorname{sh}(\mu z) + E_p S N \mu \operatorname{ch}(\mu z) \quad (1.150)$$

- Si $B_0 = 0$ et $A = \tau_1$ l'équation (1.136) s'écrit :

$$E_p S \frac{d^2 V_z}{dz^2} - \pi B \tau_1 = 0 \quad (1.151)$$

Et la relation sera :

$$V(z) = \pi \frac{D \tau_1}{E_p S} \frac{z^2}{2} + M_z + N \quad (1.152)$$

$$Nz = -\pi D \tau_1 z - M \quad (1.153)$$

1.5. Conclusion

Ce chapitre a pour but la présentation des différentes méthodes de calcul des tassements et de capacité portante des pieux isolés soumis à des sollicitations verticales.

En premier lieu, on résume les catégories de calcul du tassement, comme suit :

- Méthodes empiriques, qui se base sur l'observation d'un certain nombre d'essai de chargement vertical statique de pieux,

- Méthodes d'élasticité, avec utilisation des équations fondamentales de MINDLIN,

- Méthode des éléments finis réservés pour les projets de pieux ayant des aspects particuliers, afin de mieux prendre en compte l'interaction sol/pieu,

- Méthode des courbes $t-z$, $q-z$, qui se base sur une discrétisation de l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, par lesquels se fait le transfert de charge.

En second lieu, les méthodes d'évaluation de la capacité portante sont classées selon quatre catégories :

- Calcul selon la théorie classique de capacité portante,

- Calcul en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées à partir des essais in-situ (SPT, CPT, PMT).

- Calcul à partir des essais de chargement statique en vraie grandeur qui est le moyen direct lorsqu'une incertitude entache les calculs.

- Calcul basé sur la théorie d'expansion des cavités sphériques prenant en considération les caractéristiques de compressibilité du sol.

CHAPITRE 2

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DU PIEU ISOLE CHARGE VERTICALEMENT

2.1. Introduction

Ce deuxième chapitre est consacrée à l'analyse du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical dans un massif du sol, par le biais d'une modélisation par éléments finis à comportement linéaire en utilisant le logiciel SAP. On présentera dans ce qui suit une introduction au programme d'éléments finis SAP, ensuite, on définit le modèle axisymétrique pieu/sol ainsi que le type d'éléments et la nature du maillage et les conditions aux limites qui devront être adéquates pour la modélisation de notre problème.

On étudiera par la suite, l'effet de la compressibilité relative sol/pieu et de l'élanement à court et à long terme sur le tassement du pieu isolé soumis au chargement vertical dans un sol homogène ou dans un sol de Gibson. La dernière étape de ce chapitre vise la détermination des paramètres de transfert de charge B_0 et R_0 , ainsi que l'effet de la compressibilité et l'élanement relatif dans un sol homogène ou dans un sol de Gibson. Par la suite une formulation est proposée en fonction de la compressibilité K et de l'élanement suite à l'ajustement des résultats.

2.2. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol

Une modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche de plus du comportement réel d'un problème physique, en tenant compte le plus correctement possible de toutes les propriétés mécaniques et géométriques du système à étudier.

Dans ce chapitre, on modélise l'ensemble pieu/sol dont le but de la recherche du comportement d'un pieu isolé dans un massif de sol soumis à des charges verticales.

La disponibilité du programme SAP2000 (voir annexe B) nous a permis de traiter le problème du pieu isolé soumis à des charges verticales, en utilisant des éléments plans à comportement linéaire disponibles dans ce programme. On présentera dans ce qui suit le modèle et les éléments utilisés avec les dimensions adoptées pour l'analyse.

2.2.1. Présentation du modèle

2.2.1.1. Modélisation de la pénétration du pieu dans un massif du sol

Une modélisation rigoureuse des états de contraintes et de déformations générées dans le sol par la pénétration d'un objet cylindrique est difficile à mettre en œuvre, car celle-ci doit faire intervenir les grands déplacements, et les glissements à l'interface sol / pieu.

On se limite ici à une étude simple concernant la pénétration du pieu, en faisant l'analyse de la pénétration dans le domaine des petites déformations.

2.2.1.2. Modélisation du matériau constituant le pieu

Les pieux utilisés en génie civil sont généralement fabriqués en bois, en béton (armé ou non) ou en métal. Les caractéristiques élastiques de ces matériaux sont donc en général beaucoup plus élevées que celle des sols ou des roches meubles.

Le pieu peut être en première approximation considéré comme rigide par rapport au sol. Il semble que le coefficient de Poisson du pieu ait une influence très faible sur le comportement du pieu. Si le chargement est tel qu'aucun glissement significatif ne puisse apparaître entre sol et le pieu, il est raisonnable de supposer un contact parfait entre les deux matériaux (compatibilité parfaite des déplacements à l'interface) [2].

2.2.1.3. Choix du modèle axisymétrique pieu/sol

Le comportement du pieu isolé chargé verticalement peut être modélisé par un système axisymétrique dont l'axe de symétrie est celui du pieu. Cela traduit le fait que les points diamétralement opposés, subissent les mêmes états de contraintes et de déformations.

Donc en tenant compte de la symétrie axiale du problème, on doit étudier le demi-plan où le pieu et le massif du sol entouré sont représentés par des éléments **ASOLID** du type axisymétrique. Vu la nature axisymétrique du problème, on a choisi des éléments quadrilatéraux à 9 nœuds comme le montre la figure 2.1. Dans notre étude, l'effort total de calcul du pieu est prise égale à $Q/2\pi$, Q étant l'effort vertical réel appliqué sur le pieu.

Le nombre des éléments ASOLID ainsi que le nombre des nœuds diffèrent d'un cas à l'autre en fonction de l'élancement D/B , c'est à dire le rapport fiche/diamètre du pieu.

A titre d'exemple on cite les cas suivants:

- **D/B = 5** : le maillage contient 160 éléments Asolid avec 693 nœuds.
- **D/B = 10** : le maillage contient 200 éléments Asolid avec 861 nœuds.
- **D/B = 20** : le maillage contient 300 éléments Asolid avec 1281 nœuds.
- **D/B = 50** : le maillage contient 400 éléments Asolid avec 1701 nœuds.

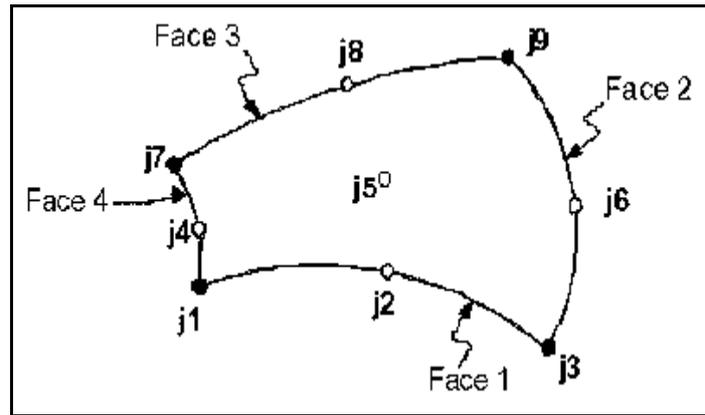


Figure 2.1 : Représentation d'un élément ASOLID à 9 nœuds

2.2.1.4. Dimensionnement du Maillage

Le modèle utilisé présente une symétrie par rapport à l'axe du chargement, uniquement un demi-plan du modèle a été étudié et calculé comme l'illustre la figure 2.2.

Dans ce modèle, les limites du maillage utilisé ont été trouvées égales à $R \approx 25.5B$ dans la direction horizontale et $(D+h)$ dans la direction verticale, avec h égale à 2 fois la fiche du pieu D .

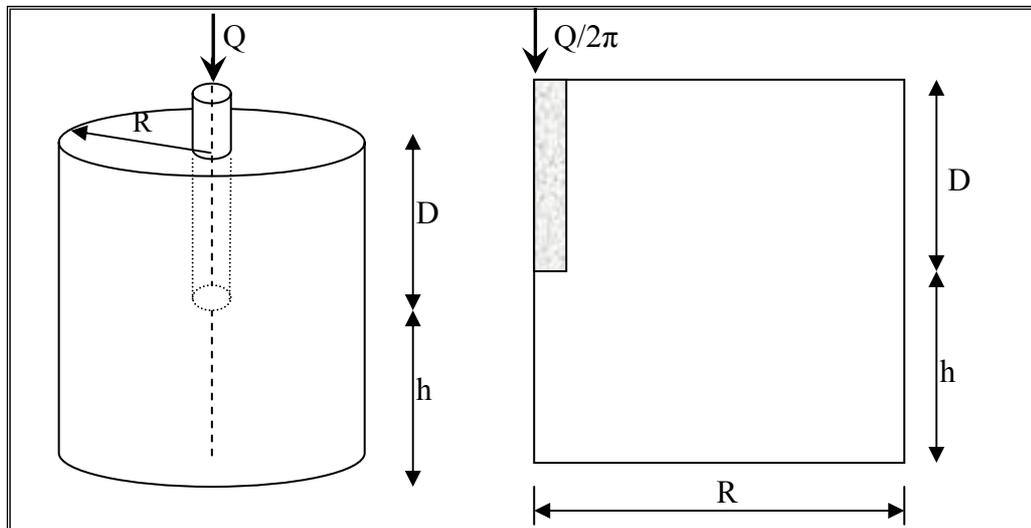


Figure 2.2 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrie

Les limites verticales et horizontales du maillage, ont été fixées de telle façon qu'au-delà de ces limites les déplacements des points du pieu se stabilisent et ne varient plus avec les dimensions du maillage. En présente à titre d'exemple dans la figure 2.3, la stabilisation du tassement en tête du pieu avec la dimension verticale du maillage.

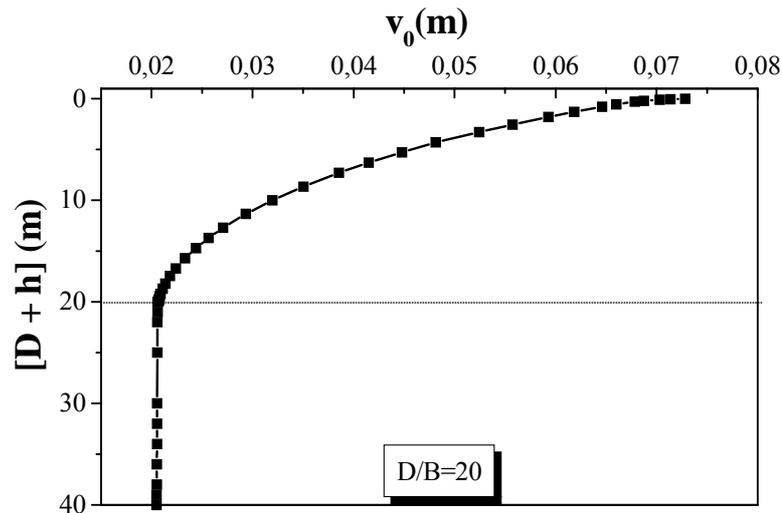


Figure 2.3 : Courbe de stabilisation des tassements en tête du pieu

Comme tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacements ou en contraintes doivent être imposées aux frontières du maillage. Pour que les conditions aux limites en déplacements n'aient pas d'influence sur le comportement du pieu, l'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les nœuds de la limite radiale et de la limite inférieure sont privés de tout déplacement et toute rotation dans les trois directions (X,Y,Z).
- Pour les nœuds appartenant au pieu et même ceux qui sont situés au-dessous de la pointe, seul le déplacement vertical selon l'axe de chargement est permis.
- Le reste des nœuds sont libres de se déplacer dans leur plan et la rotation autour de l'axe perpendiculaire à l'axe du chargement est permise.

Par ailleurs, on s'intéresse surtout aux comportements de la pointe, de la tête et de l'interface sol/pieu ; il serait judicieux de serrer le maillage dans ces zones pour avoir plus de nœuds et plus d'éléments ASOLID et donc avoir des résultats plus détaillés, et un maximum de point à interpréter notamment près de la tête et de la pointe du pieu. Le maillage du modèle est grossier en dehors de ces zones, comme le schématise la figure 2.4.

Les longueurs des éléments dans la direction radiale en fonction du diamètre B du pieu sont : $B/10$, $B/5$, $B/2$, B , $1.5B$, et au-delà on a une progression régulière de $2B$.

On donne également en fonction du diamètre B du pieu l'épaisseur des éléments de la zone supérieure et inférieure du sol en contact avec le pieu, comme suit : $B/10$, $B/10$, $B/5$, $B/5$, $B/2$, $B/2$, B , $1.5B$. Les éléments intermédiaires ont une épaisseur égale au diamètre B du pieu.

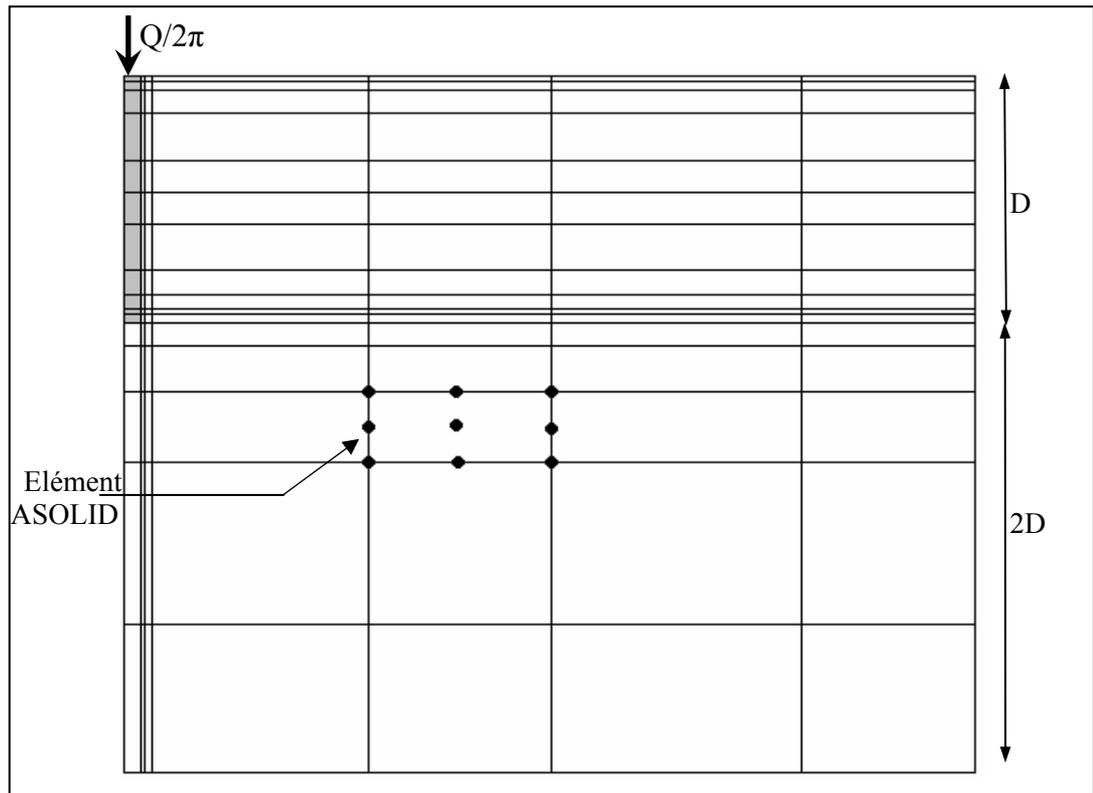


Figure 2.4 : Maillage par la méthode des éléments finis

La figure 2.5, représente le modèle déformé après l'application de la charge axiale au pieu.

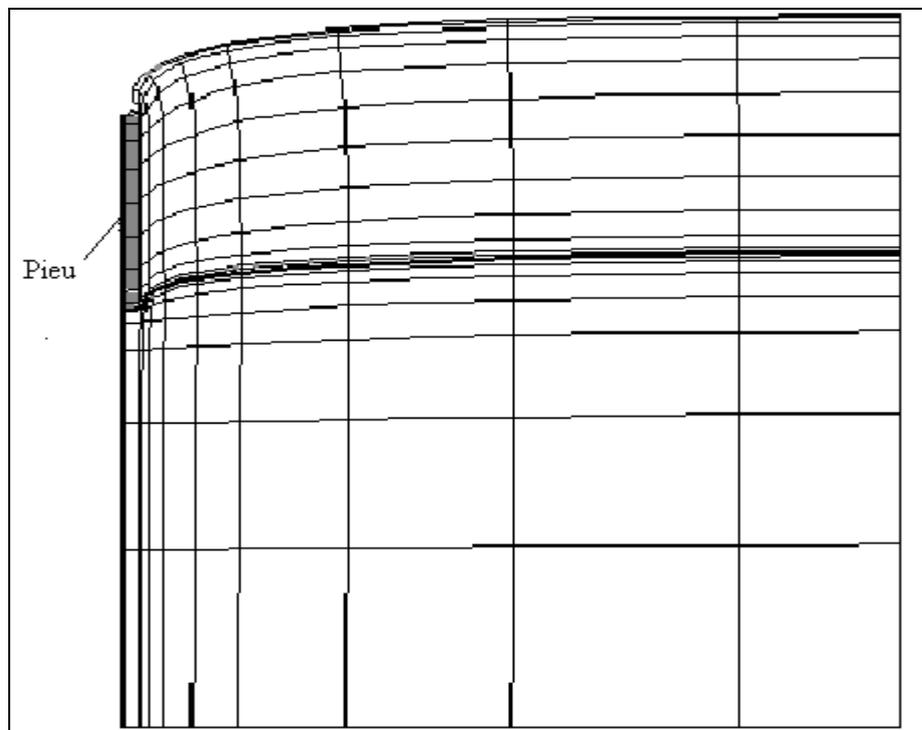


Figure 2.5 : Présentation du maillage après déformation

2.3. Etude paramétrique du tassement d'un pieu

La détermination du tassement des pieux sous la charge de service est un problème complexe, à cause de plusieurs facteurs dont certains sont difficiles à déterminer pour les besoins de calcul, en particulier :

- les caractéristiques du sol en petites déformations. En général, on suppose le sol élastique linéaire, mais ce n'est qu'une grossière approximation du comportement réel,
- les propriétés de l'interface sol/pieu (rugosité du fut),
- le mode de travail du pieu (en pointe ou flottant),
- le mode de mise en place du pieu. L'évolution de charge dans le pieu est très différente selon qu'on a un pieu moulé en place ou un pieu battu.

Une étude paramétrique du tassement est menée pour préciser les effets des paramètres clefs dans la manifestation du tassement du pieu et cela, pour un sol homogène caractérisé par un module E_s constant avec la profondeur, ainsi qu'un sol de Gibson définit par un module de déformation croissant linéairement avec la profondeur à partir du zéro en surface : $E_s(z) = a \cdot Z$ (2.2)

2.3.1. Analyse dimensionnelle

Pour analyser la variation du tassement d'un pieu isolé soumis à des charges verticales, on a recours à déterminer des grandeurs adimensionnelles qui sont souvent déterminées par le théorème des π de BUCKINGHAM, à partir de plusieurs variables physiques du problème. Ce dernier est exposé en annexe B.

La relation générale décrivant le comportement d'un pieu aux petits déplacements est de la forme suivante : $f(Q, B, D, E_p, E_s, \nu_p, \nu_s, V_0, B_0, R_0) = 0$ (2.3)

Elle se transforme à l'aide du théorème des π à la relation adimensionnelle suivante :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7) = 0 \quad (2.4)$$

où :

$$\pi_1 = \frac{D}{B} : \text{l'élancement relatif du pieu,} \quad (2.5)$$

$$\pi_2 = \frac{E_p}{E_s} : \text{la compressibilité relative sol/pieu en cas de sol homogène,} \quad (2.6)$$

$$\pi_2 = \frac{E_p}{a \cdot D} : \text{la compressibilité relative sol/pieu en cas de sol de Gibson,} \quad (2.7)$$

$$\pi_3 = \nu_s : \text{coefficient de Poisson du sol,} \quad (2.8)$$

$$\pi_4 = \nu_p : \text{coefficient de Poisson du pieu,} \quad (2.9)$$

$$\pi_5 = \frac{B_0 \cdot B}{E_s} \quad (2.10)$$

c'est un facteur en fonction de la pente initiale de la courbe (τ - v) en cas du sol homogène,

$$\pi_5 = \frac{B_0 \cdot B}{a \cdot D} \quad (2.11)$$

facteur en fonction de la pente initiale de la courbe (τ - v) en cas de sol Gibson,

$$\pi_6 = \frac{R_0}{E_s} \quad (2.12)$$

facteur en fonction de la pente initiale de la courbe (q_p - v/B) en cas de sol homogène,

$$\pi_6 = \frac{R_0}{a \cdot D} \quad (2.13)$$

facteur en fonction de la pente initiale de la courbe (q_p - v/B) en cas de sol Gibson,

$$\pi_7 = I_v = \frac{v_0 \cdot E_s \cdot B}{Q} : \text{facteur d'influence du tassement en cas de sol homogène,} \quad (2.14)$$

$$\pi_7 = I_v = \frac{v_0 \cdot a \cdot D \cdot B}{Q} : \text{facteur d'influence du tassement en cas de sol de Gibson,} \quad (2.15)$$

On se base essentiellement sur la variation du tassement en tête du pieu avec l'élanement D/B , et la compressibilité relative K , et cela à court et à long terme (afin de voir l'influence du coefficient du Poisson).

2.3.2. Définitions des Paramètres de l'étude

2.3.2.1. L'élanement relatif du pieu

On doit étudier le comportement du pieu en fonction de l'élanement qui est défini par le rapport de la fiche du pieu D , et de son diamètre B . Pour cette étude on a pris quatre différentes valeurs de D/B afin de montrer l'influence de ce paramètre: $D/B = 5, 10, 20$ et 50 .

2.3.2.2. La compressibilité sol / pieu

Ce terme est défini comme étant le rapport du module de déformation du pieu et celui du sol. Pour décrire l'influence de ce paramètre, plusieurs valeurs ont été prises qui sont : $K = 100, 300, 500, 5000, 10^4, 5 \times 10^4, 10^5, 10^7$. Ces valeurs sont obtenues en fixant les caractéristiques du sol étudié, et en variant le module d'Young du pieu de telle sorte à obtenir les compressibilités citées précédemment.

Si on est dans le cas du sol homogène on fixe le module E_s , et dans le cas du sol de Gibson on fixe les valeurs de E_s à la base du pieu : $E_s(D) = a.D$, la valeurs de la pente a est prie à titre d'exemple : $a = 5000\text{kN/m}$.

2.3.2.3. Coefficient de Poisson

Pour analyser le comportement du pieu à court et à long terme on a pris deux valeurs différentes de ce coefficient pour le sol, celui du court terme $\nu_s = 0.49$ et il est pris égal à $\nu_s = 0.30$ à long terme. Le coefficient de Poisson du pieu est pris égale à $\nu_p = 0.20$.

2.3.2.4. Facteur de tassement I_v

Afin d'étudier la variation du tassement en fonction de l'élanement relatif D/B et de la compressibilité K et cela à court et à long terme, on doit étudier le terme adimensionnel I_v .

2.3.2.5. Pente Initiale τ - v et de q_p - v/B

Ces paramètres seront étudiés, dont le but de la détermination et de l'analyse de leur comportement en fonction de l'élanement D/B et de la compressibilité K , ainsi que du coefficient de Poisson à court et à long terme.

2.3.3. Présentation des résultats

Le facteur d'influence de tassement I_v est défini par la relation suivante :

$$I_v = \frac{v_0 \cdot E_s \cdot B}{Q}$$

v_0 : tassement en tête du pieu, déterminé à partir de l'analyse d'éléments finis, et E_s est le module d'Young du sol,

B : Diamètre du pieu, et Q est la charge verticale en tête du pieu.

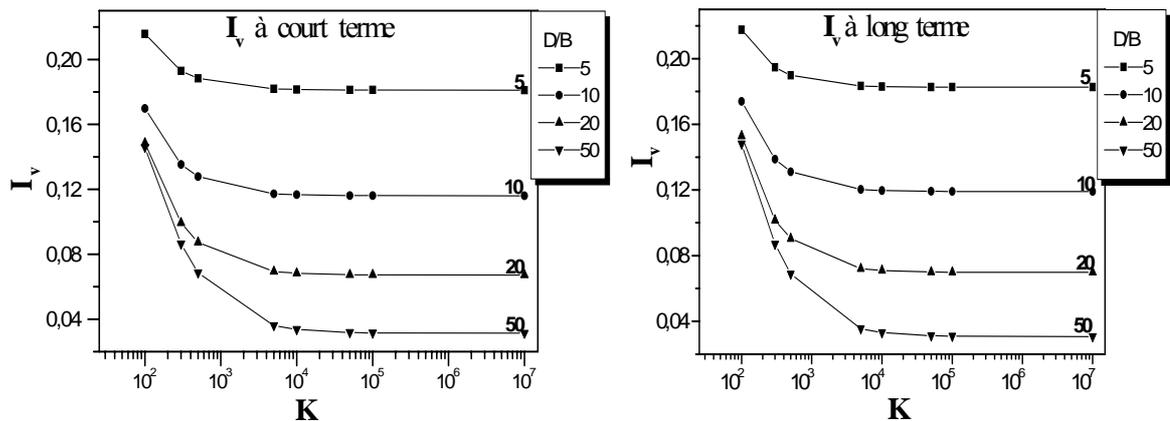
2.3.3.1. Sol Homogène

Les valeurs de tassement utilisées dans la formule 2.14, sont résumées dans le tableau 1 en Annexe D. Ces valeurs de déplacements en tête du pieu sont obtenues en analysant le modèle d'élément fini fixé précédemment.

Les valeurs de I_v calculées ainsi que les graphes sont regroupées dans le tableau 2.1 et la figure 2.6.

Tableau 2.1 : Valeurs de I_v dans un sol homogène

v_s	K D/B	100	300	500	5000	10^4	5×10^5	10^5	10^7
		0.49	5	0.2157	0.1930	0.1883	0.1818	0.1815	0.1812
10	0.1698		0.1353	0.1278	0.1172	0.1166	0.1161	0.1161	0.1160
20	0.1485		0.0992	0.0872	0.0693	0.0682	0.0674	0.0673	0.0672
50	0.1460		0.0863	0.0685	0.0360	0.0337	0.0318	0.0315	0.0313
0.30	5	0.2176	0.1946	0.1899	0.1834	0.1830	0.1827	0.1827	0.1827
	10	0.1740	0.1387	0.1310	0.1202	0.1196	0.1192	0.1191	0.1190
	20	0.1530	0.1016	0.0903	0.0720	0.0709	0.0700	0.0699	0.0698
	50	0.1481	0.0870	0.0689	0.0354	0.0331	0.0311	0.0309	0.0306

Figure 2.6 : courbes de I_v en fonction de K et D/B à court et à long terme
Pour un sol homogène

2.3.3.2. Sol de Gibson

Les valeurs de I_v calculées ainsi que les graphes sont regroupés dans le tableau 2.2 à court et à long terme et en figure 2.7, les valeurs de tassement obtenues par calcul par éléments finis sont regroupés dans le tableau 2 de l'Annexe D.

Tableau 2.2 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson

v_s	K D/B	100	300	500	5000	10^4	5×10^5	10^5	10^7
		0.49	5	0.2658	0.2339	0.2274	0.2186	0.2181	0.2177
10	0.2427		0.1895	0.1785	0.1630	0.1625	0.1618	0.1617	0.1616
20	0.2454		0.1560	0.1365	0.1091	0.1076	0.1063	0.1062	0.1060
50	0.3113		0.1578	0.1196	0.0607	0.0571	0.0542	0.0538	0.0535
0.30	5	0.2733	0.2415	0.2351	0.2263	0.2258	0.2254	0.2254	0.2253
	10	0.2447	0.1911	0.1830	0.1648	0.1639	0.1632	0.1632	0.1631
	20	0.2483	0.1580	0.1383	0.1107	0.1091	0.1079	0.1077	0.1075
	50	0.3148	0.1596	0.1209	0.0612	0.0576	0.0546	0.0542	0.0539

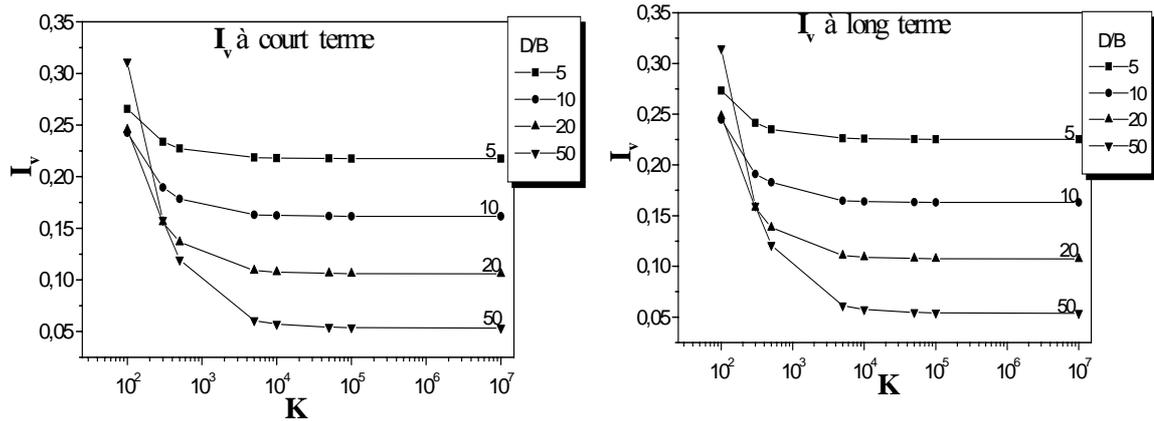


Figure 2.7: courbes de I_v en fonction de K et D/B à court et à long terme pour un sol de Gibson

2.3.4. Interprétation des résultats

En faisant l'étude paramétrique du facteur de tassement en fonction de l'élançement, la compressibilité et du coefficient de Poisson, on a constaté que :

- l'influence du coefficient de Poisson sur le tassement du pieu chargé verticalement est négligeable, car on remarque bien d'après les figures (2.6) et (2.7) ainsi que la figure (2.8) que le facteur du tassement I_v présente pratiquement la même courbe et cela pour les différents élançements et compressibilités pour le cas de sol homogène et le sol de Gibson, c'est ce que nous permet de déduire que le tassement du pieu est un tassement instantané.

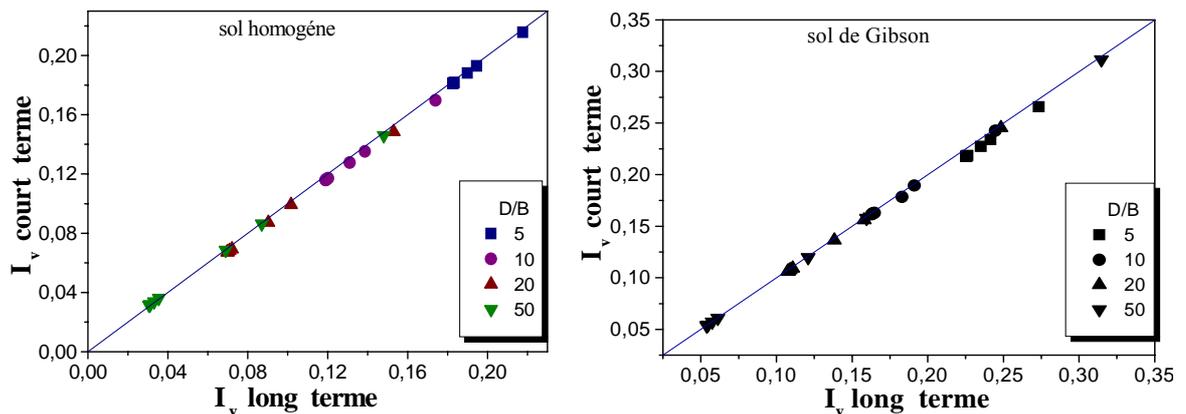


Figure 2.8 : Comparaison entre les valeurs de I_v à court et à long terme pour un sol homogène et de Gibson

- le facteur I_v diminue en augmentant l'élançement relatif du pieu et cela pour K fixé. C'est à dire le tassement d'un pieu court est supérieur à celui du pieu élançé.

- d'après les figures (2.6) et (2.7), le facteur du tassement est constant et ne dépend plus de la compressibilité pour des valeurs de $K > 5000$, dans le cas contraire ($K < 5000$) le tassement diminue en augmentant la compressibilité, les figures (2.9) et (2.10) représentées ci-après, montrent aussi cette variation des tassements avec la compressibilité K pour un élancement de 20 et de 50.

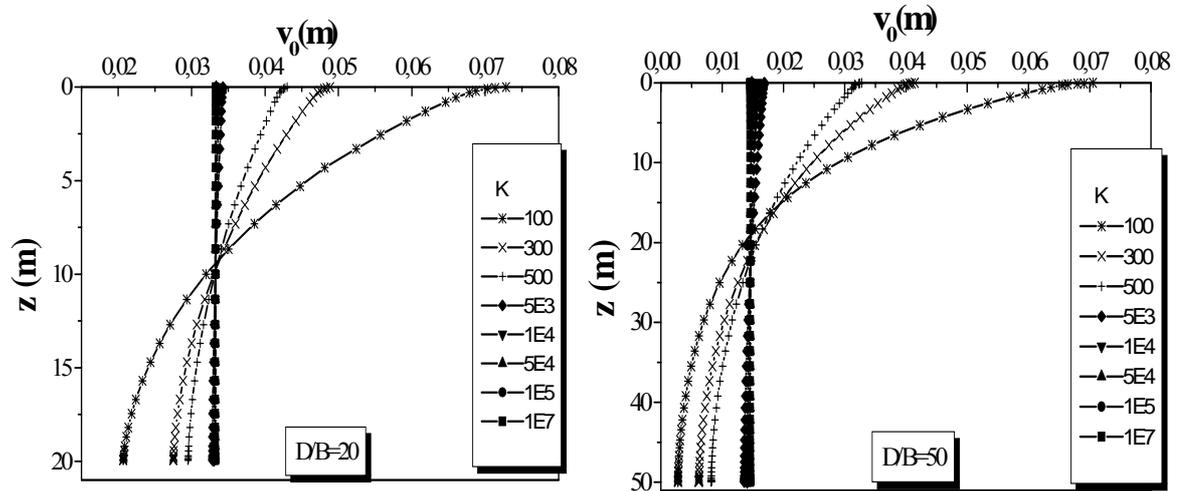


Figure 2.9: Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité pour un sol homogène

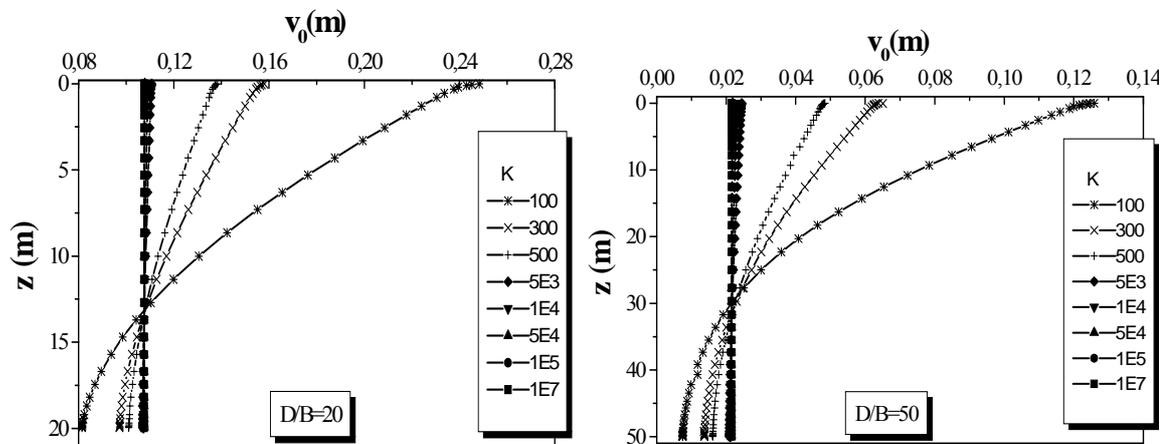


Figure 2.10 : Variation du tassement en tête du pieu avec la compressibilité pour un sol de Gibson

2.3.5. Formulation du facteur de tassement I_v

Pour le calcul du facteur de tassement I_v à court et à long terme, on propose d'utiliser la formule (2.16), cette equation est obtenue par une bi-regression par moindres carrés des résultats obtenus en utilisant les fonctions puissances et hyperbolique comme suit :

$$I_v = \frac{a \left(\frac{D}{B} \right)}{K \left(b + \frac{D}{B} \right)} + \alpha \left(\frac{D}{B} \right)^\beta \quad (2.16)$$

En faisant des simplifications sur la formule on obtient :

$$I_v = \frac{a}{K \left(1 + b \frac{B}{D} \right)} + \alpha \left(\frac{D}{B} \right)^\beta \quad (2.17)$$

Le principe de cet ajustement consiste à ajuster en première phase I_v en fonction de D/B , ensuite ajuster les paramètres obtenus en fonction de la compressibilité K .

On définit les coefficients a , b , α , β dans le tableau 2.3. Le coefficient d'ajustement est généralement supérieur à 95% pour l'ajustement en D/B et en compressibilité K , ce qui montre une bonne qualité d'ajustement des résultats.

Tableau 2.3 : Paramètres d'ajustement du facteur de tassement I_v

	Cas du sol homogène		Cas du sol de Gibson	
	$\nu_s = 0.49$	$\nu_s = 0.30$	$\nu_s = 0.49$	$\nu_s = 0.30$
a	14.03	14.43	51.59	53.23
b	15.79	16.00	53.62	55.60
α	0.5188	0.5157	0.4987	0.5264
β	-0.6530	-0.6419	-0.5064	-0.5200

2.3.6. Comparaison des formules I_v

Afin de vérifier les résultats obtenus, on effectue une comparaison avec les méthodes qui existent dans la littérature. On se limite dans notre cas à une méthode qui se base sur l'élasticité linéaire, qui est celle de RANDOLPH et WROTH (1978) et à la méthode de CASSAN (1966) qui se base sur la théorie de transfert de charge, ces méthodes sont déjà exposées en détail dans le chapitre 1. On rappelle les formules analytiques utilisées pour le calcul du facteur de tassement I_v dans les deux méthodes :

- Pour la méthode de RADOLPH et WROTH (1978) :

La formule de I_v proposée par ces auteurs est:

$$I_v = 4.(1 + \nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \zeta \cdot \lambda \cdot (1 - \nu)} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \zeta} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta}{\alpha} \frac{D}{B} \frac{\tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}} \quad (2.18)$$

$\zeta = \frac{E(D)}{E_b}$ Pour une couche sur un substratum (E_b est le module du substratum), et $\zeta=1$

pour un massif semi-infini.

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} ; \alpha = \ln[(0.25 + (2.5 \times \beta(1-\nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot \frac{D}{B}] ; \lambda = 2 \cdot (1+\nu) \cdot \frac{E_p}{E(D)} ;$$

$$\text{et } \mu \cdot D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}}$$

- Pour la méthode de CASSAN (1966) :

Le facteur de tassement de cette méthode est celui définie par la formule suivante :

$$I_v = \frac{4}{\pi} \frac{1 + \frac{\alpha}{2 \cdot \sqrt{\beta \cdot K}} \operatorname{Tanh} \left(2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}} \right)}{\alpha + 2 \sqrt{\beta \cdot K} \operatorname{Tanh} \left(2 \cdot \frac{D}{B} \sqrt{\frac{\beta}{K}} \right)} \quad (2.19)$$

$$\alpha = \frac{R_0}{E_s(D)} \text{ et } \beta = \frac{B_0 \cdot B}{E_s(z)} \text{ et la compressibilité relative } K = \frac{E_p}{E_s}$$

Et selon cet auteur les paramètres B_0 et R_0 sont déterminés en se basant sur le modèle d'une sphère infiniment rigide pour la pointe du pieu, on peut aboutir à :

$$\frac{R_0}{E_s(D)} = \frac{6}{(1+\nu)} \quad (2.20)$$

Suite à des calculs théoriques basés sur la solution de MINDLIN, CASSAN recommande la relation suivante :

$$\frac{B_0 \cdot B}{E_s(z)} = \frac{1}{1.53 \times \operatorname{Log} \left(\frac{2 \cdot D}{B} \right) + 0.95} \quad (2.21)$$

En utilisant les formules 2.18 et 2.19, on a calculé le facteur d'influence du tassement pour les différents élancements $D/B = 5, 10, 20, 50$ et les différentes compressibilités K à court et à long terme.

2.3.6.1. Présentation des résultats et interprétation

Après tous calculs faits du facteur d'influence du tassement, les figures 2.11 et 2.12 résument les résultats obtenus à court et à long terme de Randolph et de Cassan en fonction des valeurs de I_v obtenues dans cette étude.

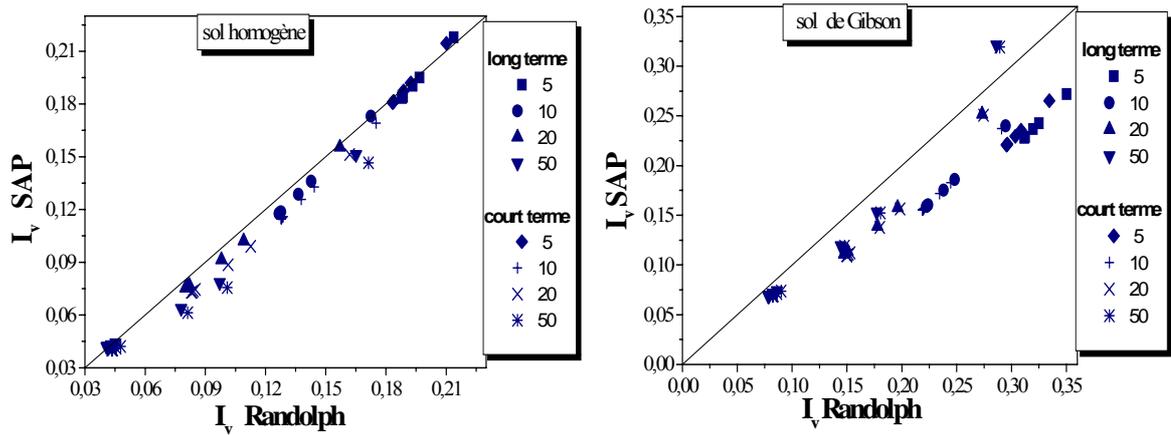


Figure 2.11 : Comparaison entre les facteurs du tassement de Randolph et du SAP

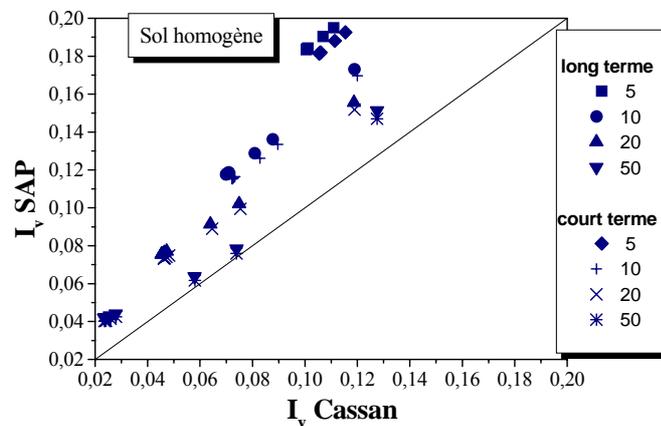


Figure 2.12 : Comparaison entre les facteurs du tassement de Cassan et du SAP

La comparaison des différentes valeurs du facteur de tassement I_v obtenus par la méthode d'élasticité de RANDOLPH et celles obtenus par éléments finis, comme l'illustre le figure 2.11, montre une certaine concordance notamment pour le cas du sol homogène.

Selon la figure 2.12, une surestimation du facteur de tassement I_v est constatée par rapport aux valeurs I_v obtenues en utilisant la méthode de CASSAN basée sur la théorie de transfert de charge. On peut déduire que :

- Dans le cas d'un sol homogène, ce qui est généralement rare, et en absence d'un logiciel de calcul de transfert de charge, le calcul précédent est valable dans la phase d'avant projet. Il permet au moins d'obtenir un ordre de grandeur du tassement, mais il est entaché d'erreur de corrélation entre le module de déformation E_s et les caractéristiques mécaniques du sol.

- Dans le cas d'un sol de Gibson (hétérogène), la définition d'un module équivalent reste un sujet délicat. La théorie pressiométrique appliquée au tassement des fondations définit plutôt le module équivalent comme étant la moyenne harmonique des différentes valeurs mesurées.
- La formule de CASSAN se base sur le modèle d'une forme héli-sphérique de la pointe du pieu, ce qui diffère de la forme plane de la pointe du modèle de calcul par éléments finis, ce qui peut expliquer la divergence dans les valeurs du facteur de tassement.

2.4. Définition des paramètres B_0 et R_0

La force portante d'un pieu est le cumul de la résistance en pointe q_l et celle du frottement latéral de l'interface sol/pieu. Dans le domaine des faibles tassements, la pression verticale en pointe est caractérisée par un paramètre de déformation R_0 , et les contraintes de frottement latéral sont caractérisées par un paramètre de mobilisation de frottement B_0 . Ces deux paramètres sont utilisés dans la théorie de transfert de charges pour évaluer les valeurs des tassements du pieu chargé verticalement. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles au tassement correspondant, telles que :

$$\tau(z) = B_0(z).v(z) \quad (2.22)$$

$$q_p = R_0 \cdot \frac{v(D)}{B} \quad (2.23)$$

L'objectif ici est l'étude d'une loi de variation des paramètres B_0 et R_0 en fonction des paramètres physiques intervenant. Pour ce faire, on a étudié plusieurs cas de pieux caractérisés par différentes valeurs de compressibilité K et d'élancement D/B et cela pour un sol mécaniquement homogène où le module d'Young est constant en profondeur, ou pour un sol de Gibson caractérisé par une variation linéaire du module E_s avec la profondeur.

On présentera dans ce qui suit les résultats obtenus pour les paramètres de transfert de charge R_0 et B_0 :

2.4.1. Paramètre de déformations en pointe R_0

Ce paramètre représente la pente initiale de la courbe q_p en fonction de $v(D)/B$ comme le montre la figure 2.13, qui est calculé comme suit :

$$R_0 = \frac{q_p}{v(D)} B \quad (2.24)$$

q_p : pression en pointe du pieu,

$v(D)$: le tassement à la base et

B : le diamètre du pieu.

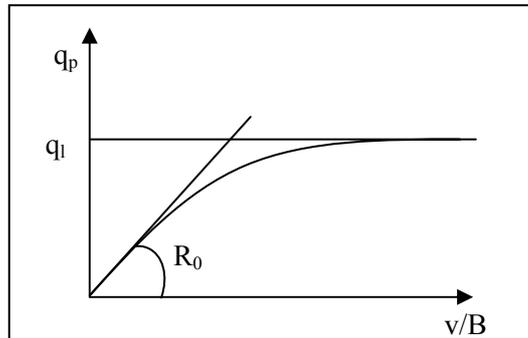


Figure 2.13 : Représentation de la courbe q_p-v/B

2.4.1.1. Cas du sol mécaniquement homogène

La figure 2.14 montre l'allure de la variation des valeurs du paramètre R_0/E_s en fonction de D/B pour différentes compressibilités K et du coefficient de Poisson du sol ν_s à court et à long terme. Les valeurs de R_0/E_s sont présentées en Annexe D.

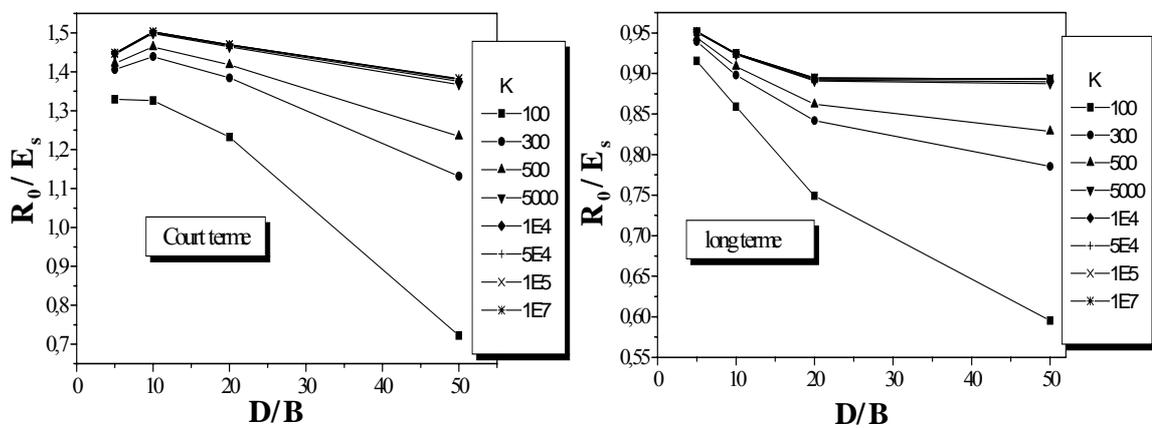


Figure 2.14 : Courbes R_0/E_s à court et long terme pour un sol homogène

2.4.1.2. Cas du sol non-homogène (Gibson)

La figure 2.15, montre la variation de ce paramètre en fonction de l'élanement D/B et de la compressibilité K à court et à long terme. Les valeurs de ce dernier sont représentées en Annexe D.

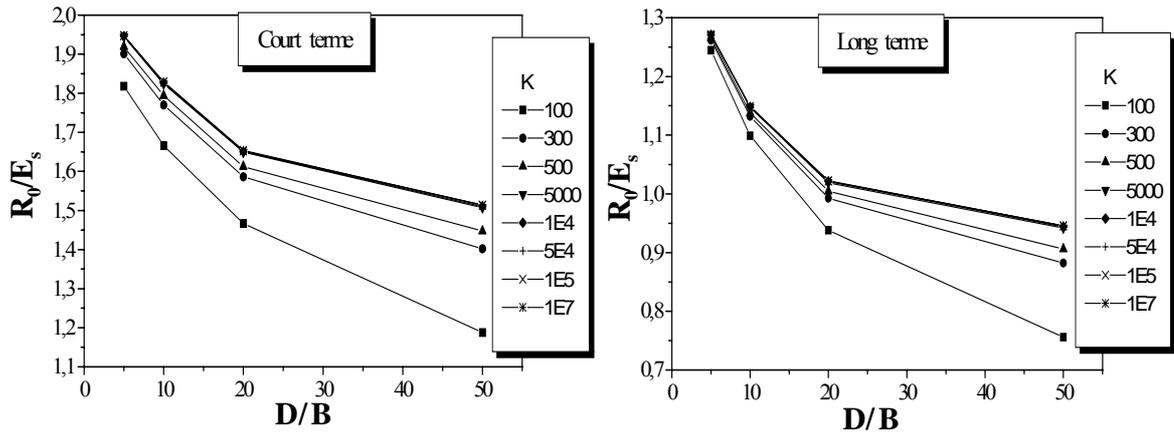


Figure 2.15 : Courbes R_0/E_s à court et long terme pour un sol de Gibson

D'après l'analyse faite sur le paramètre adimensionnels R_0/E_s , on peut dire que ce paramètre diminue avec l'élancement D/B quelque soient K et ν_s .

Pour un élancement relatif D/B fixé, ce paramètre augmente avec la compressibilité relative tant que cette dernière reste inférieure à 5000, et au delà de cette valeur le rapport R_0/E_s varie peu avec la compressibilité, à court et à long terme.

Faisant un ajustement hyperbolique des valeurs obtenues de R_0/E_s par moindres carrés en fonction de K et D/B à court et à long terme, on a obtenu les formules analytiques suivantes, avec des coefficients de corrélations (d'ajustement) supérieurs à 93%.

Pour le cas du sol homogène à court terme, le paramètre R_0/E_s suit la régression selon la relation de la forme suivante :

$$\frac{R_0}{E_s} = a - \left[b + \frac{c}{K} \right] \frac{D}{B} \quad (2.25)$$

Pour le cas du sol Gibson à court terme, le paramètre R_0/E_s est donné par la formule suivante :

$$\frac{R_0}{E_s} = a \left(\frac{D}{B} \right)^{-\left[\frac{bK}{K+c} \right]} \quad (2.26)$$

Pour les cas du sol homogène et de Gibson à long terme, le paramètre R_0/E_s suit la régression qui a la forme suivante :

$$\frac{R_0}{E_s} = a \left(\frac{D}{B} \right)^{-\left[b + \frac{c}{K} \right]} \quad (2.27)$$

Les coefficients a, b, c sont mentionné dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 : Valeur des coefficients d'ajustement de R_0

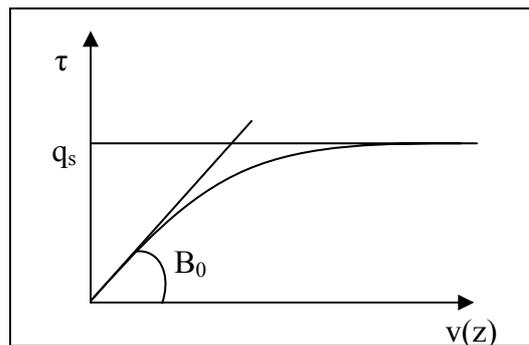
Les facteurs d'ajustement	Sol homogène		Sol de Gibson	
	Court terme $\nu_s = 0.49$	Long terme $\nu_s = 0.30$	Court terme $\nu_s = 0.49$	Long terme $\nu_s = 0.30$
a	1.4880	1.040	2.3640	1.6072
b	0.0021	0.028	0.1121	0.1335
c	1.2100	15.23	6.723	8.0600

2.4.2. Paramètre de mobilisation du frottement B_0

Le paramètre B_0 est la pente initiale de la courbe de mobilisation du frottement latéral le long du fût du pieu comme le schématise la figure 2.16, ce paramètre est défini comme suit :

$$B_0 = \frac{\tau(z)}{v(z)} \quad (2.28)$$

$\tau(z)$: le frottement latéral le long du pieu,
 $v(z)$: le tassement du pieu en fonction de la profondeur z .

Figure 2.16 : Représentation de la courbe $q_s-v(z)$

Les valeurs de ce coefficient sont calculées à partir du SAP, car le coefficient B_0 représente le rapport de la contrainte tangentielle dans les nœuds de l'élément ASOLID en contact avec le pieu chargé verticalement, et le tassement correspondant à la même profondeur z .

En excluant quelques valeurs irrégulières du facteur B_0 qui sont perturbés en surface par la discontinuité due à la surface du sol et en pointe par la proximité du reste du sol, comme le montre la figure 2.17, le paramètre B_0 est constant le long du pieu pour un élancement relatif D/B et une compressibilité K donnée, ce qui nous amène à conclure que le paramètre de mobilisation du frottement B_0 dépend peu de la profondeur dans un sol homogène, et est donc proportionnel au module d'Young E_s .

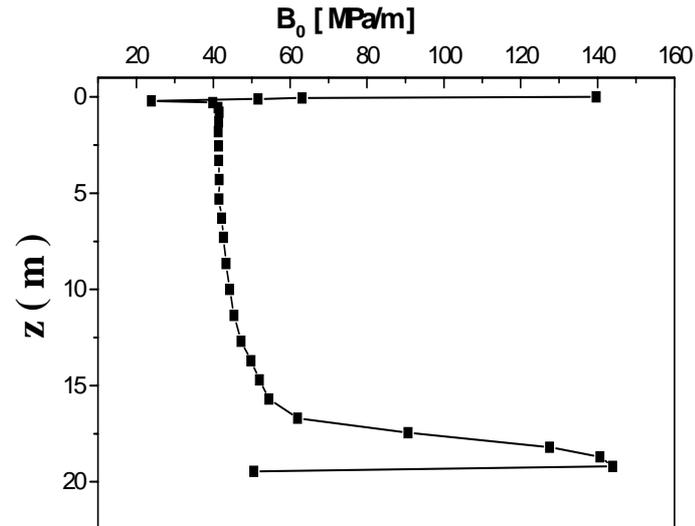


Figure 2.17 : Variation du paramètre B_0 en fonction de la profondeur

2.4.2.1. Cas du sol mécaniquement homogène

On présente dans ce qui suit la variation du paramètre $B_0 B / E_s$ en fonction de l'élanement D/B pour différentes valeurs de compressibilités K à court et à long terme, comme le montre la figure 2.18.

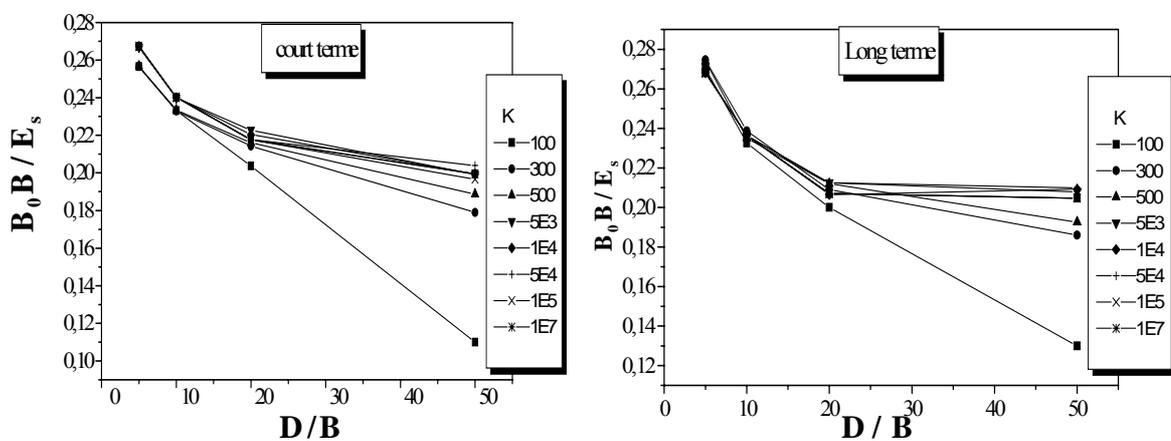


Figure 2.18 : Courbes $B_0 B / E_s$ à court et long terme pour un sol homogène

2.4.2.2. Cas du sol non-homogène (Gibson)

Selon le même principe que le cas du sol homogène, on a calculé les différentes valeurs du paramètre adimensionnel $B_0 B / E_s$. L'allure de la variation de ce paramètre en fonction de l'élanement D/B pour différentes valeurs de la compressibilités K à court et à long

terme est donnée en figure 2.19. Les valeurs de $B_0 B / E_s$ à court et à long terme et pour un sol homogène et de Gibson, sont représentées en Annexe D.

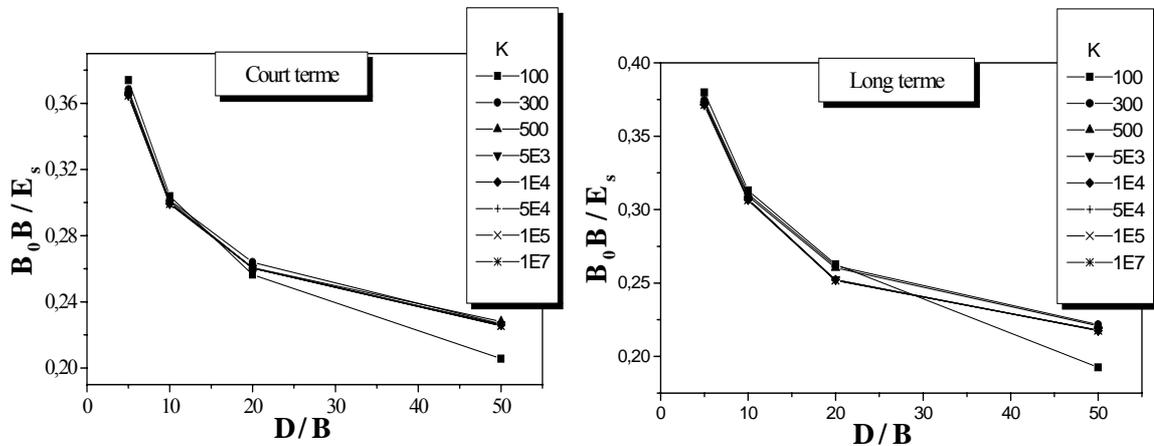


Figure 2.19 : Courbes $B_0 B / E_s$ à court et long terme pour un sol de Gibson

D'après l'analyse faite du paramètre $B_0 B / E_s$ pour les différentes variantes de D/B et K ainsi que ν_s pour un sol homogène et un sol de Gibson, on peut dégager les résultats suivants :

- D'après les résultats représentés dans les figure 2.18 et 2.19, on peut conclure que le paramètre de mobilisation du frottement diminue avec l'élancement relatif D/B du pieu, sachant que le paramètre B_0 est le rapport des contraintes tangentielles et du tassement correspondant à une profondeur donné, et on sait bien que pour minimiser les tassements on augmente l'élancement. Donc les contrainte de cisaillement diminuent avec l'élancement .
- L'effet de la compressibilité relative K était négligeable dans les deux cas de sols étudiés à court et à long terme. Les figures 2.18 et 2.19 montrent bien que les courbes $B_0 B / E_s$ de différentes compressibilité sont presque superposés. Une légère influence est à remarquer pour une compressibilité inférieure à 300 et pour un élancement relatif au-delà de 20.
- L'effet du coefficient de Poisson ν_s à court et à long terme est étudié dans cette analyse, mais l'influence de ce paramètre est plutôt minime.

Dans le cadre d'une formulation analytique du paramètre B_0 à court et à long terme, une bi-regression par moindres carrés des résultats obtenus est réalisée en utilisant les

fonctions hyperboliques et puissances citées ci-après, les coefficients d'ajustements étant toujours supérieure à 93%.

Pour le cas de sol homogène à court et à long terme ainsi que le sol de Gibson à court terme, on propose la relation suivante :

$$\frac{BB_0}{E_s} = a \left(\frac{D}{B} \right)^{\left[\frac{bK}{K+c} \right]} \quad (2.29)$$

Dans le cas de sol Gibson à long terme, c'est la formule suivante qui à été obtenu :

$$\frac{BB_0}{E_s} = \left[a + \frac{b}{K} \right] \left(\frac{D}{B} \right)^{\left[c + \frac{d}{K} \right]} \quad (2.30)$$

Les coefficients d'ajustement a, b, c ainsi que d sont mentionnés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Valeurs des coefficients d'ajustement de B_0

Les facteurs d'ajustement	Sol homogène		Sol de Gibson	
	Court terme $\nu_s = 0.49$	Long terme $\nu_s = 0.30$	Court terme $\nu_s = 0.49$	Long terme $\nu_s = 0.30$
a	0.3382	0.3408	0.5143	0.3163
b	0.1250	0.1272	0.2122	26.65
c	57.990	55.910	18.150	0.1352
d	//	//	//	14.55

2.4.3. Vérification des formules du sol homogène

Pour vérifier les formulations de B_0 et R_0 obtenues par le modèle d'éléments finis pour un sol homogène, on a fait une comparaison entre les tassements en tête du pieu calculés par la formule de transfert de charge, et les tassements obtenus par le SAP.

L'équation (2.31) présenté ci-après, représente la formule du tassement par la méthode de transfert de charge, les paramètres B_0 et R_0 sont remplacés par ceux trouvés dans cette étude pour un sol homogène à court et à long terme.

$$v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B} \frac{1 + \frac{R_0}{a.B.E_p} \tanh(a.D)}{R_0 + a.B.E_p \cdot \tanh(a.D)} \quad (2.31)$$

$$a = \sqrt{\frac{4.B_0}{E_p.B}} \quad (2.32)$$

A partir de la figure 2.20, on peut déduire que les formulations proposées de B_0 et R_0 pour un sol homogène permettent de bien décrire les résultats obtenus par une modélisation par éléments finis. On peut ainsi, pour les besoins de calcul manuel, utiliser les formulations ci-dessus.

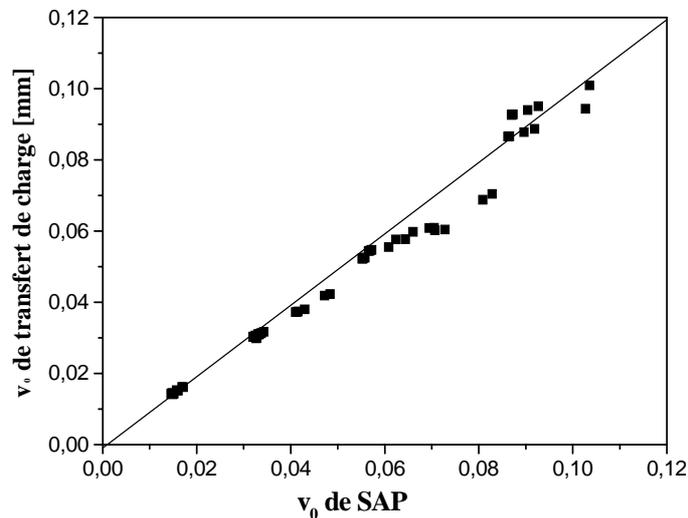


Figure 2.20 : Tassements calculés en fonction des tassements du SAP
Sol homogène

2.5. Conclusion

Ce chapitre contient l'analyse linéaire par la méthode des éléments finis du comportement des pieux isolés chargés verticalement dans un massif de sol en utilisant le logiciel SAP2000. Ce dernier contient des éléments ASOLID utilisés dans le cas de la modélisation d'un problème axisymétrique tel que notre cas.

Le maillage du modèle est dimensionné en augmentant ses dimensions jusqu'à stabilisation des déplacements du pieu. Un Maillage irrégulier est utilisé, en serrant les éléments dans les zones du sol en contact avec le pieu, et surtout au niveau de la pointe et en tête du pieu, afin d'obtenir une meilleure précision de calcul des contraintes et des déformations dans l'élément et avoir un nombre maximum de points à interpréter.

Afin d'étudier le tassement du pieu isolé chargé axialement, une étude paramétrique est menée en étudiant la variation du paramètre adimensionnel I_v (facteur du tassement) en fonction de la compressibilité relative sol/pieu et l'élancement du pieu, à court et à long terme, dans le cas de sol homogène ou de Gibson, une formulation analytique est faite par un ajustement par la méthode des moindres carrés en fonction de K et D/B .

Le facteur de tassement dépend de l'élançement et de la compressibilité tant que cette dernière reste inférieure à 5000. L'influence du coefficient de Poisson du sol a été trouvée négligeable.

On ne peut pas étudier le tassement du pieu isolé chargé axialement sans passer par l'étude des paramètres de mobilisation de frottement latéral et par l'étude de la pression en pointe. Pour ce faire une analyse de ces paramètres en fonction de la compressibilité sol/pieu et de l'élançement est faite.

on a pu déduire de cette analyse que ces paramètres dépendent de l'élançement, et une légère influence de la compressibilité a été constatée. Egalement, des formulations ont été proposées pour ces paramètres de transfert de charges.

CHAPITRE 3

ANALYSE D'UNE BASE DE DONNÉES EXPÉRIMENTALES

3.1. Introduction

Ce chapitre étudie les essais de chargement des pieux disponibles dans une base de données construite à cette fin, afin d'établir les courbes de transfert de charge. On présente la méthode de calcul de base par le programme SETPIL, ainsi que les hypothèses et les résultats de calcul. Par la suite, on expose la base de données d'essais statiques de chargement vertical de pieux en vraie grandeur, avec une étude statistique de données expérimentales disponibles à travers quelques paramètres utiles pour mieux quantifier les données, ainsi que la méthode d'interprétation d'un essai de chargement réel, avec un exposé du principe de base de calcul à rebours.

Dans la dernière étape de ce chapitre, on présente les recommandations pour la détermination des paramètres de transfert de charges en corrélation avec les caractéristiques géotechniques mesurées in-situ.

3.2. Introduction à la méthode SETPIL

Il est traditionnellement admis du fait que le pieu est conçu pour transmettre les charges à une grande profondeur que son tassement est négligeable. La rigueur exige une analyse complète de l'interaction sol/pieu dans un projet de fondations, le calcul du tassement étant un élément parmi d'autres dans cette opération. La méthode la plus courante pour le calcul du tassement est celle basée sur l'utilisation des fonctions (ou courbes) de transfert de charges τ - z et q - z à introduire dans des programmes de calcul sur ordinateurs.

Sur le plan historique, les professeurs LYMON REESE et BOLTON SEED sont les premiers à appliquer cette théorie au calcul des pieux isolés chargés verticalement en 1957. Depuis, une large gamme des codes de calcul, basée sur cette théorie s'est développée à travers le monde, Parmi ces programmes de calcul de pieux on cite : le programme PIVER (FRANK et al 1982) et SETPIL (BOUAFIA et al 1993), ce dernier sera utilisé dans le calcul à rebours.

3.2.1. Calcul linéaire dans un sol multicouche [14]

3.2.1.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont résumées ci – après :

- On suppose que le pieu est parfaitement adhérent au sol, c'est à dire qu'il n'y pas glissement entre le pieu et le sol (cela n'est vrai que dans le domaine des faibles tassements).
- La contrainte en pointe est liée à l'enfoncement en pointe par la relation linéaire suivante :

$$q_p = \frac{R_0}{B} v(D) \quad (3.1)$$

- La loi donnant le frottement latéral en fonction de l'enfoncement du pieu est comme suit :

$$\tau = B_0 \cdot v(z) \quad (3.2)$$

3.2.1.2. Principe de la méthode de calcul de pieu

La théorie de transfert de charge propose de discrétiser l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, reprenant les contraintes de frottement latéral autour du pieu et les pressions verticales à sa base, la continuité du sol étant ignorée. Le transfert de charges se fait par le biais de ces ressorts.

Partant de l'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu on aboutit à l'équation différentielle suivante du système sol / pieu :

$$\frac{d^2 v(z)}{dz^2} - a^2 \cdot v(z) = 0 \quad \text{Avec :} \quad a^2 = \frac{4 \cdot B_0}{E_p \cdot B} \quad (3.3)$$

La solution analytique générale de l'équation (III.3) est de la forme suivante :

$$v(z) = A_1 \cdot \text{ch}(az) + A_2 \cdot \text{sh}(az) \quad (3.4)$$

A_1 et A_2 sont deux constantes d'intégration dépendant des conditions aux limites du problème. Cette solution est valable pour une tranche donnée caractérisée par une valeur unique de B_0 .

Dans le cas d'un sol monocouche hétérogène ou un multicouches, les propriétés géotechniques varient avec la profondeur, le profil $B_0(z)$ ayant une loi de variation quelconque avec la profondeur peut être discrétiser le sol en des tronçons horizontales suffisamment minces de telle façon qu'on puisse assimiler la variation de B_0 dans chaque tranche à une droite, comme le montre la figure 3.1. Or, la moyenne analytique de B_0 dans une tranche donnée est la valeur de B_0 du milieu de cette tranche. Autrement dit, le profil

de $B_0(z)$ peut être approché à un ensemble de tranches minces chacune caractérisée par la valeur de B_0 au milieu de cette tranche.

L'équation (3.4), solution de l'équation différentielle du système sol/pieu pour une seule tranche, sera exploitée pour chaque tranche du pieu. Ainsi l'enfoncement d'une tranche (i) se trouvant à une profondeur z_i s'écrit comme suit :

$$v_i(z) = A_1^i \cdot \text{ch}(az)_i + A_2^i \cdot \text{sh}(az)_i \quad (3.5)$$

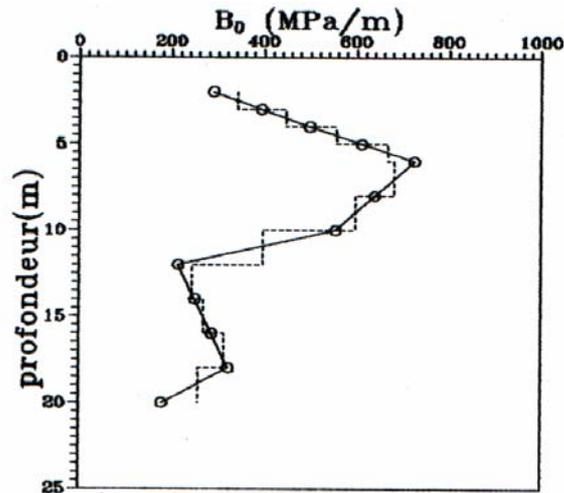


Figure 3.1 : schéma de Discrétisation du profil $B_0(z)$

D'après l'équation (3.5), on déduit qu'il y a 2 inconnues pour chaque tranche, pour tout le pieu (le pieu étant divisé en N tranches infinitésimales), on aura donc $2N$ inconnus à déterminer (A_1^i, A_2^i pour i variant de 1 jusqu'à n).

3.2.1.3. Méthode de résolution

Pour résoudre le problème à $2N$ inconnues, il nous faut évidemment $2N$ équations, pour ce faire on utilise :

- a) La continuité des déplacements aux interfaces, ce qui permet d'obtenir $(N-1)$ équations : $v(\text{interface } i) = v(\text{interface } i+1)$

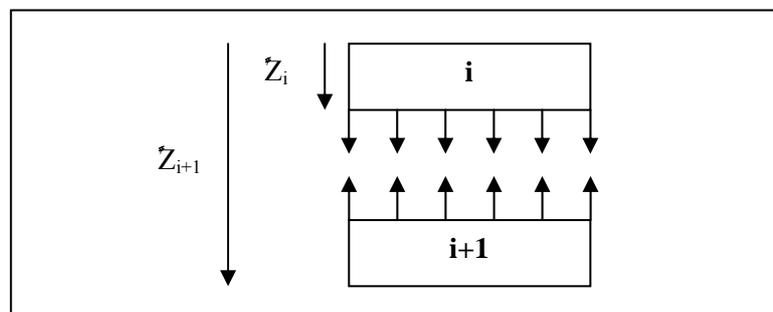


Figure 3.2 : schéma de deux tranches successives du système sol / pieu

Cela traduit analytiquement comme suit :

$$A_1^i \cdot \text{ch}(a_i z_i) + A_2^i \cdot \text{sh}(a_i z_i) = A_1^{i+1} \cdot \text{ch}(a_{i+1} z_i) + A_2^{i+1} \cdot \text{sh}(a_{i+1} z_i) \quad (3.6)$$

- b) La continuité des contraintes normales aux interfaces, ce qui permet de construire (N-1) équations :

$$\sigma (\text{interface } i) = \sigma (\text{interface } i+1)$$

La contrainte est égale à : $\sigma (z) = \varepsilon \cdot E_p = - \frac{dV}{dz} \cdot E_p$

Le tassement du pieu est donné par cet équation : $V_i(z) = A_1^i \cdot \text{ch}(az)_i + A_2^i \cdot \text{sh}(az)_i$

$$\text{La dérivée du tassement est : } \frac{dV}{dz} = a_i \cdot A_1^i \cdot \text{sh}(az)_i + a_i \cdot A_2^i \cdot \text{ch}(az)_i \quad (3.7)$$

On obtiendra, alors :

$$a_i \cdot A_1^i \cdot \text{sh}(az)_i + a_i \cdot A_2^i \cdot \text{ch}(az)_i = a_{i+1} \cdot A_1^{i+1} \cdot \text{sh}(a_{i+1} z_i)_i + a_{i+1} \cdot A_2^{i+1} \cdot \text{ch}(a_{i+1} z_i)_i \quad (3.8)$$

- c) La relation de transfert de charge en pointe du pieu est donnée par :

$$q_p = \frac{R_0}{B} v(D)$$

Autrement dit, la contrainte en pointe peut s'écrire de la manière suivante :

$$\sigma (z) = - \frac{dV(D)}{dz} \cdot E_p$$

$$\text{On a alors : } - E_p \cdot \frac{dv(D)}{dz} = \frac{R_0}{B} v(D)$$

Et le tassement en pointe du pieu s'écrit comme suit : $v(D) = A_1^i \cdot \text{ch}(a_i D) + A_2^i \cdot \text{sh}(a_i D)$

$$\text{Alors, la dérivée est égale à : } \frac{dv(D)}{dz} = a_i \cdot A_1^i \cdot \text{sh}(a_i D) + a_i \cdot A_2^i \cdot \text{ch}(a_i D)$$

L'égalité des deux termes de la contrainte se traduit par l'égalité suivante :

$$- E_p [a_i \cdot A_1^i \cdot \text{sh}(a_i D) + a_i \cdot A_2^i \cdot \text{ch}(a_i D)] = \frac{R_0}{B} [A_1^i \cdot \text{ch}(a_i D) + A_2^i \cdot \text{sh}(a_i D)]$$

On obtient à la fin :

$$A_1^i \left[\frac{R_0}{B} \text{ch}(a_i D) + E_p a_i \cdot \text{sh}(a_i D) \right] + A_2^i \left[\frac{R_0}{B} \text{sh}(a_i D) + E_p a_i \cdot \text{ch}(a_i D) \right] = 0 \quad (3.9)$$

- d) L'équilibre global du pieu sous l'effort en tête et les contraintes τ et q_p mobilisées aux interfaces sol / pieu se traduit par :

$$Q_0 = \frac{\pi B^2}{4} q_p + \pi B \sum_{i=1}^N \int_{z_{i-1}}^{z_i} \tau_i(z) dz \quad (3.10)$$

A partir des équations de continuités des déplacements et des contraintes aux interfaces des tranches, ainsi que l'équation en pointe et celle de l'équilibre global du pieu, on écrit les équations sous la forme d'un système linéaire de forme matricielle, à résoudre :

$$[C] \{X\} = \{F\} \quad (3.11)$$

$\{X\}$: Vecteur inconnu $2N$ des constantes d'intégration.

$\{F\}$: Vecteur $2N$ des valeurs indépendantes de z . (Contient la charge en tête)

Au total, on obtient un système d'équation linéaire formé de $2N$ équations à $2N$ inconnus (A^i_1, A^i_2 pour $i = 1, N$). Avec les lois linéaires définies par les équations (3.1) et (3.2) la solution théorique calculée est approchée de façons satisfaisantes à la courbe de chargement réelle pour des faibles tassements. Il s'agit du domaine des faibles déformations, où il y a un comportement élastique linéaire de l'interface sol/pieu.

Mais dans le cas des charges élevées, la solution théorique devient trop faible par rapport à la solution expérimentale, donc il est rigoureux de définir une loi de comportement du sol / pieu qui décrit les différents domaines du déplacement.

3.2.2. Calcul non-linéaire dans un sol multicouches [14]

Les lois de mobilisation du frottement latéral du pieu et de l'effort en pointe devront satisfaire les deux points suivants :

- Lorsque la charge en tête est faible, les lois de comportement seront équivalentes à celles prise pour le cas linéaire.
- Lorsque les tassements sont élevés, la charge supportée par le pieu aura une valeur asymptotique.

Dans le domaine des grands tassements, on définit la loi hyperbolique pour $\tau(z)$ et q_p , définie initialement par DUNCAN et CHANG en 1970, pour modéliser le comportement de l'interface à une profondeur donnée.

La contrainte de frottement latéral est reliée au tassement correspondant par la relation ci-dessous :

$$\tau(z) = \frac{v(z)}{\frac{1}{B_0(z)} + \frac{v(z)}{\tau_L(z)}} \quad (3.12)$$

La pression verticale en pointe q_p est reliée au tassement $v(D)$ de la pointe du pieu par :

$$q_p = \frac{V(D)}{\frac{B}{R_0} + \frac{V(D)}{q_L}} \quad (3.13)$$

Il est à remarquer que les deux lois choisis vérifient bien les deux critères fixés au paravent, en effet au voisinage de zéro et pour des charges faibles la loi (3.12) est équivalente à $\tau = B_0.V(z)$, de même pour la loi (3.13), qui deviennent alors $q_p = \frac{R_0}{B} v(D)$ et lorsque les tassements tendent vers l'infini (c'est le cas des charges élevées), τ et q_p tendent vers des valeurs limites τ_L et q_L respectivement de l'état limite ultime du sol autour du pieu.

3.2.2.1. Méthode de résolution

L'utilisation des courbes non linéaire de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe nécessite un processus itératif de résolution. En effet, en démarrnant des paramètres B_0 et R_0 correspondant au comportement linéaire des interfaces, la résolution du système d'équation en A_1^i et A_2^i permet de déduire des valeurs du tassement $v(z)$, pour les différentes tranches du système sol/pieu est proposé ce qui permet d'évaluer $\tau(z)$ et q_p par les équations (3.12) et (3.13). Les valeurs sécantes de $B(z)$ et de R sont calculées et le logiciel recalcule $v(z)$, et évalue ensuite $\tau(z)$ et q_p .

Le processus itératif continue jusqu'à ce que l'écart relatif entre deux valeurs de tassement ou de contraintes à une profondeur donnée, pour deux itérations successives soit inférieur à une valeur ε fixée à l'avance par l'utilisateur.

3.2.3. Utilisation du programme SETPIL

3.2.3.1. Introduction des données

Le fichier de données de SETPIL contient des caractéristiques sur le pieu comme le diamètre B et l'élanement D ainsi que son module d'Young E_p , et contient aussi le nombre de tranches et les valeurs de chargement Q dont on veut calculer les tassements.

Dans le logiciel SETPIL, l'utilisateur peut introduire directement les paramètres nécessaires pour le calcul défini par B_0 et τ_L qui caractérise le frottement latéral ainsi que R_0 et q_L caractérisant la pointe du pieu. Comme il peut définir la courbe de mobilisation du frottement latéral et la courbe de pression en pointe par un ensemble de points. Dans ce cas, le logiciel effectue un ajustement hyperbolique au sens des moindres carrés selon les expressions (3.12) et (3.13) et en déduit les paramètres B_0 et τ_L ainsi que R_0 et q_L .

Il est à noter que la section du pieu est supposée circulaire. Dans le cas contraire, on peut obtenir une solution approchée du problème en définissant un diamètre équivalent de la section du pieu.

3.2.3.2. Résultats de calcul

Le programme crée un fichier sans extension comportant les résultats de calcul retenus pour chaque effort après convergence des itérations.

Le fichier des résultats de SETPIL donne, en fonction de la profondeur, le tassement et la contrainte normale ainsi que la contrainte de frottement latéral.

3.2.3.3. Présentation d'un exemple de calcul par SETPIL

On présente ici un exemple de calcul d'un pieu par SETPIL, en exposant les résultats que peut donner ce logiciel. On s'intéresse au comportement d'un pieu isolé foré ayant un diamètre de 1.20m, une fiche de 20 m et un module d'Young égal à 32000 MPa. La campagne d'investigation géotechnique a montré que le sol est formé d'une couche d'argile grise, hétérogène, sur consolidée, saturé et ayant une épaisseur moyenne de 24 m, cette couche surmonte un horizon du sable grésifié et du cailloux de grande profondeur. La nappe d'eau a été décelée près de la surface.

On se propose de découper le terrain autour du pieu en dix tranches de 2 m d'épaisseur chacune. La pente B_0 est prise égale à $2.E_m(z)/B$, E_m étant le module préssiométrique. Le frottement latéral limite τ_L est regroupé au tableau 3.1 ci-après. En pointe, la pente initiale R_0 est prise égale à $11.E_m$ et la résistance en pointe est égale à 745.6 kPa.

On fixe des valeurs d'effort axial, soient : 100, 200, 300, 500, 600, 800, 1000, 1200kN.

Tableau 3.1 : Valeurs de τ_L

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
τ_L (kPa)	14	22.20	29.30	26.80	24.00	10.70	12.30	13.90	15.40	09.00

La figure 3.3 illustre la courbe de chargement simulé. Sous un effort de 1200 kN, le tassement en tête évalué à 26.6 mm.

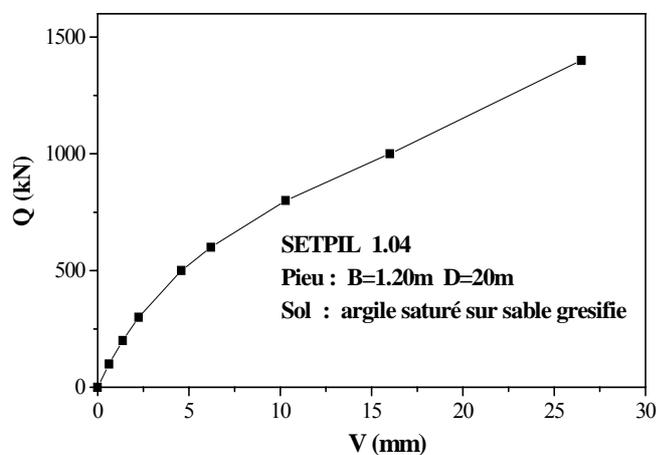


Figure 3.3 : Courbe de chargement simulé

La figure 3.4 présentée ci-après, montre que le pieu est pratiquement incompressible puisque le tassement est uniforme en profondeur.

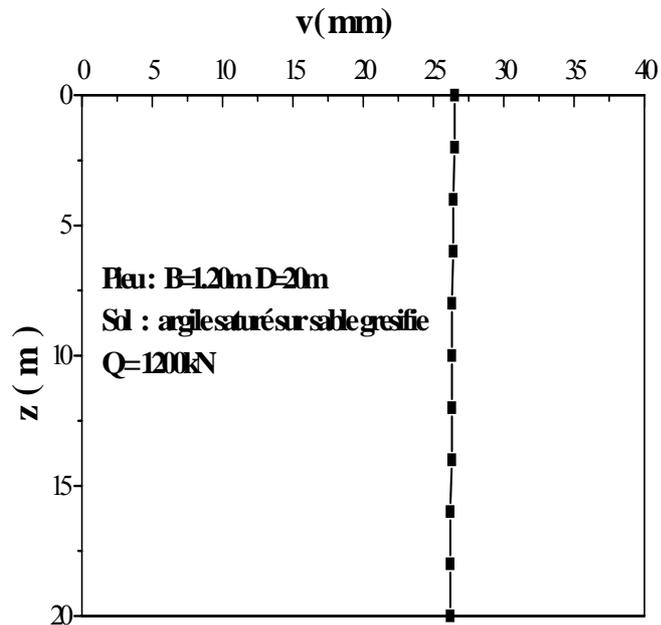


Figure 3.4 : Déformée du pieu sous un effort de 1200 kN

Les contraintes de frottement latéral mobilisé τ , et la contrainte normale σ dans le pieu, obtenues par ce programme, sont regroupées à la figure 3.5.

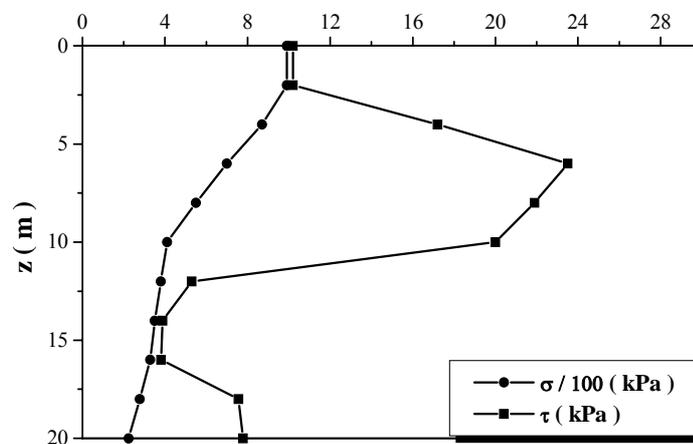


Figure 3.5 : Contraintes mobilisées à l'interface sol / pieu

3.3. Présentation de la base de données

D'une manière générale, la constitution d'une base de données a pour objectif de mettre à la disposition des chercheurs, un système d'information bien structuré et organisé qui peut être aisément consulté. La base de données des essais en vraie grandeur des pieux contiennent des données concernant l'essai réalisé sur le site, les données sur les

caractéristiques et la géométrie du pieu d'essai, les différents équipements disponibles dans l'essai ainsi que les dates de l'expérimentation ou de chargement du pieu, etc., ce qui nous permet de bien interpréter les données saisies et les utiliser dans le but de la détermination des paramètres nécessaires pour le calcul des pieux.

On présente ici une base de données des essais en vraie grandeur des pieux chargés verticalement qui a été construite à partir de données d'essais collectées de la littérature mondiale des pieux.

3.3.1. Présentation de la base de données

La base de données contient 75 essais de chargement vertical statique des pieux isolés, dans des sites répartis à travers le monde, comme l'illustre la figure 3.6.

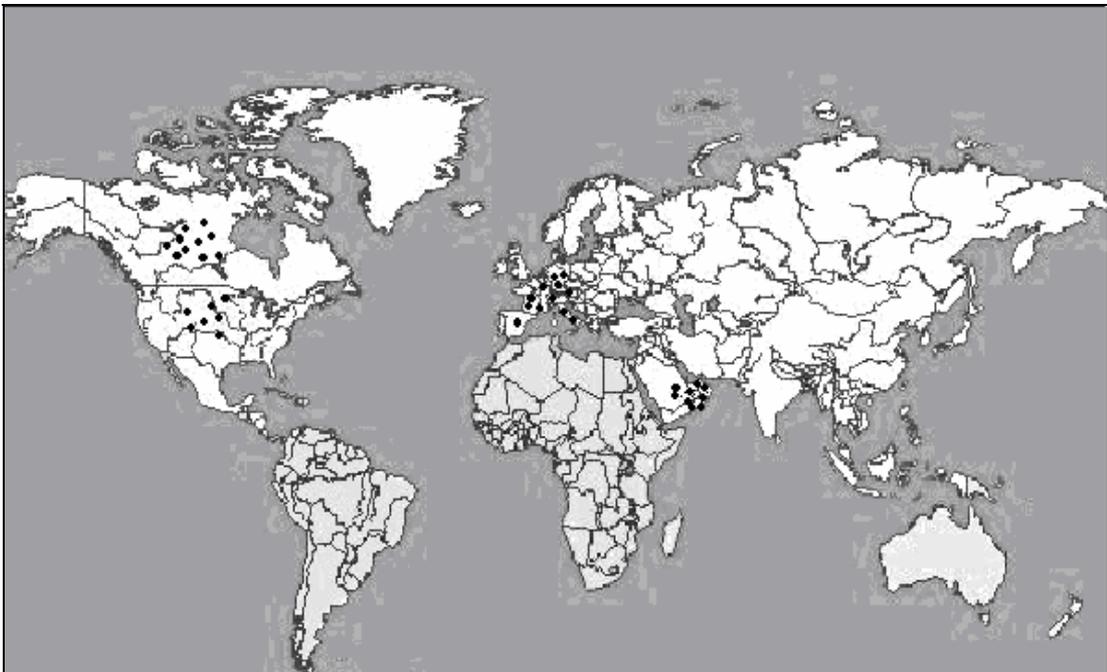


Figure 3.6 : Répartition géographique de sites expérimentaux

La démarche de la construction de cette base de données consiste simplement à collecter des articles et des publications traitant le thème des essais de chargement vertical en vraie grandeur des pieux et de saisir les données trouvées sur des fiches synthétiques pour chaque pieu (voir Annexe E). Ces fiches serviront ultérieurement à une mise au point informatique de cette base de données en utilisant un langage orienté objet intégré dans l'environnement Windows, par souci de la convivialité et d'interactivité exigées de toute base de données.

Les fiches synthétiques de chaque pieu d'essai regroupent des informations classées comme suit :

- **Données de la référence** : les premières informations saisis dans ces fiches, concerne le titre et l'auteur de l'article ou le document dont on a tiré cet essai de chargement.
- **Données sur le projet** : on résume ici le pays ainsi que la localisation exacte de ce pieu, l'ouvrage qui sera réalisé par la suite de l'essai et la date de chargement verticale du pieu d'essai.
- **Données sur le site** : ces données contient la nature du sol que constitue le site d'essai, la présence ou non de la nappe phréatique et sa profondeur, et aussi on note des informations sur les essais in situ tel que l'essai préssiométrique PMT, l'essai de pénétration statique CPT ainsi les tests de pénétration dynamique et standard DPT et SPT respectivement.
- **Données sur le pieu** : cette partie contient toute les détails qui concerne le pieu d'essai, comme la géométrie (forme de section, largeur, longueur), le mode d'installation, le matériau constituant le pieu, et aussi l'instrumentation de pieu par des jauges, comparateurs et capteurs de déplacements, extensomètre.
- **Données sur le chargement** : on présente ici la nature du chargement monocyclique ou plusieurs cycles de chargement, on indique aussi les valeurs des efforts nominales théorique et appliqué ainsi que les points de la courbe chargement - enfoncement en tête du pieu.
- **Interprétation de l'essai** : contient les valeurs de la pente initiale de la courbe $Q-v_0$ et la charge verticale limite Q_L , obtenue par l'ajustement hyperbolique par moindres carrés de cette courbe, le tassement résiduel, etc.

3.3.2. Etude statistique

La statistique est un outil scientifique qui permet de recueillir, organiser et résumer des informations en les transformant en des chiffres exploitables et compréhensibles par tout le monde.

Pour cette raison, une étude statistique de cette base de données est menée pour mieux visionner les données que contient cette base.

3.3.2.1. Nature du sol

La majorité des sols présentés dans la base de données sont des sols sableux, avec un pourcentage de 81 %. La figure 3.7 illustre cela.

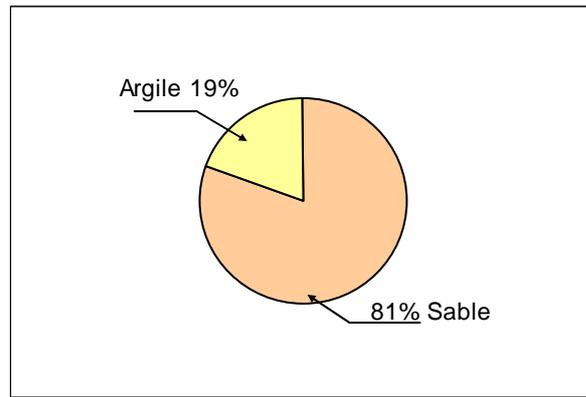


Figure 3.7 : Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon la nature du sol

3.3.2.2. Mode d'installation des pieux

Le mode de mise en place des pieux a été utilisé comme un paramètre utile dans l'étude statistique de donnée disponible, afin de bien classer les pieux en différentes catégories.

Parmi les modes d'installation mentionnés dans cette base de données, on cite, le forage avec un pourcentage de 69 % suivi du vissage, avec un pourcentage de 17 % ainsi que le battage, représentant 9 %, et à la fin, le fonçage et le vérinage représentent un pourcentage de 4 et 1 % respectivement, la figure 3.8 illustre cela.

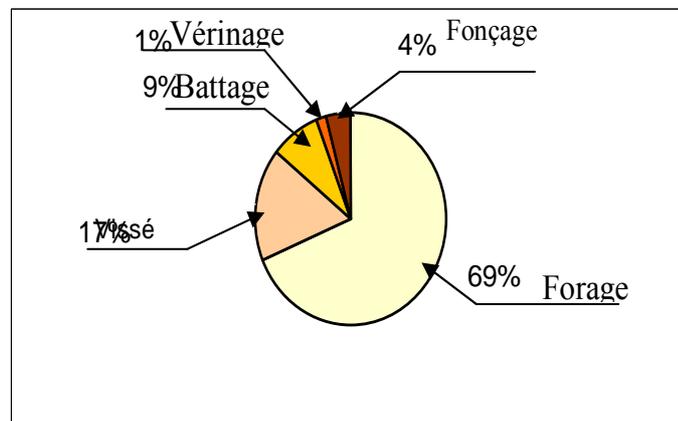


Figure 3.8 : Distribution en pourcentage des sites expérimentaux Selon leurs modes d'installation

3.3.2.3. Matériau des pieux

Le pieu dans le domaine de la géotechnique peut être constitué par trois matériaux courants, le bois, le métal et le béton. Le choix d'un de ces matériaux du pieu se base sur l'intensité des charges à supporter et la nature du sol de fondation.

La figure 3.9, montre que la majorité des cas étudiés soit de 85 %, le béton est utilisé, suivi de l'acier avec un pourcentage de 15 %.

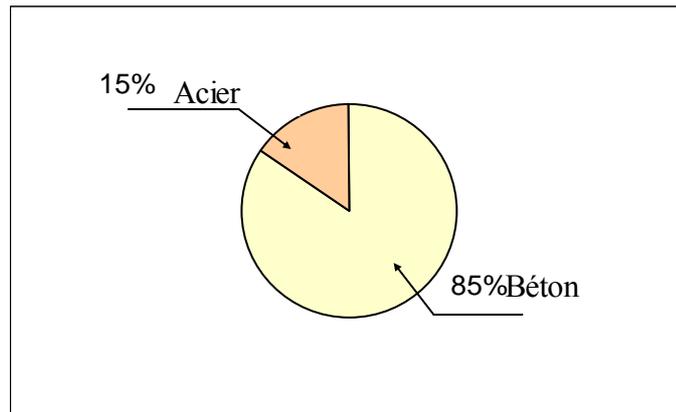


Figure 3.9 : Distribution en pourcentage des sites expérimentaux Selon le matériau du pieu d'essai

3.3.2.4. Forme de section des pieux

La figure 3.10, montre que 95 % des cas étudié dans la base de donnée, sont des pieux circulaires.

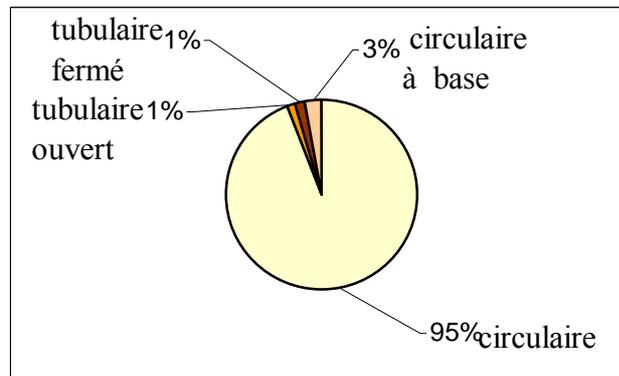


Figure 3.10 : Distribution en pourcentage des sites expérimentaux Selon la forme de section des pieux

3.3.2.5. Essais in-situ utilisés

Les essais in-situ présentés dans la base de données sont classés comme suit : La moitié d'essai in-situ réalisé était le pénétromètre standard (SPT), suivi par l'essai pressiométrique (PMT) et le pénétromètre statique (CPT) représentant la moitié restante.

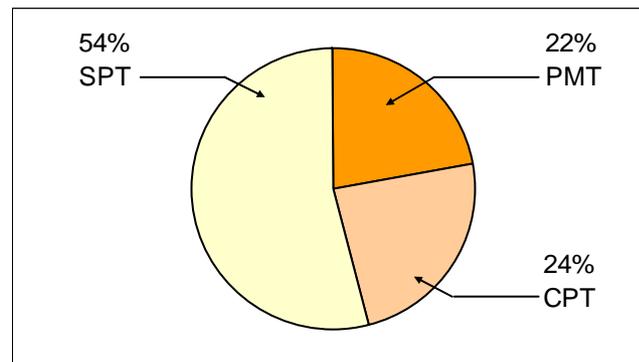


Figure 3.11 : Distribution en pourcentage selon les essais in-situ

3.4. Présentation de la méthode de calcul à rebours

La détermination expérimentale de la capacité portante de pieu isolé sous charge verticale est réservée dans la plupart des cas aux grands projets de fondations, vu le coût élevé de ces essais. L'objectif de ce sous chapitre est de mener un calcul à rebours des différents essais de chargement des pieux compilés dans la base de données, en corrélation avec les paramètres géotechniques mesurés aux essais in-situ.

3.4.1. Interprétation de courbe de chargement du pieu

Les courbes de chargement statique de pieux montrent toujours une non linéarité prononcée de la relation « charge verticale-déplacement en tête ». On constate toujours un comportement linéaire au voisinage de l'origine, c'est-à-dire dans le domaine des faibles déplacements, et la courbe admet une asymptote horizontale pour les grandes valeurs de déplacements. Ces deux aspects peuvent être décrits par une loi hyperbolique de la forme suivante :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0}{Q_L}} \quad (3.14)$$

α : est la pente initiale de la courbe de chargement $Q-v_0$, elle permet d'estimer les petits déplacements,

Q_L : Effort verticale limite ou capacité portante verticale.

L'ajustement au sens des moindres carrés des courbes de chargement des pieux permet d'obtenir le paramètre α ainsi que l'effort ultime Q_L . La procédure d'ajustement est faite avec contrôle de qualité d'ajustement à partir du coefficient de régression.

Dans tous les cas étudiés de la base de données, ce dernier est au moins égal à 95%, ce qui montre une très bonne qualité d'ajustement des courbes expérimentales.

3.4.2. Exemple d'interprétation de données expérimentales

A titre d'exemple, nous allons présenter les détails d'interprétation d'essai de chargement d'un pieu circulaire en béton, testé au site de Roubaix (France). Le pieu a été mis en place par forage, il s'agit d'un pieu de 0.70 m de diamètre et de 27.20 m de longueur, fiché dans l'argile de Flandres, et soumis à des charges verticales statiques.

L'ajustement hyperbolique par la méthode de moindre carrée de la courbe de chargement expérimentale a été effectué avec un coefficient d'ajustement qui est égal à 99%. La pente initiale α est de 1390 kN/mm et l'effort ultime Q_1 est de 6214 kN. La charge

correspondante à un tassement de $B/10$ est égale à 6175 kN, ce qui est très proche de la valeur asymptotique de la charge Q_t .

Dans cette expérience, c'est l'essai préssiométrique (PMT) qui a été réalisé sur ce site. Les figures 3.12 présentées ci-après représentent le profil du sol à partir de cet essai.

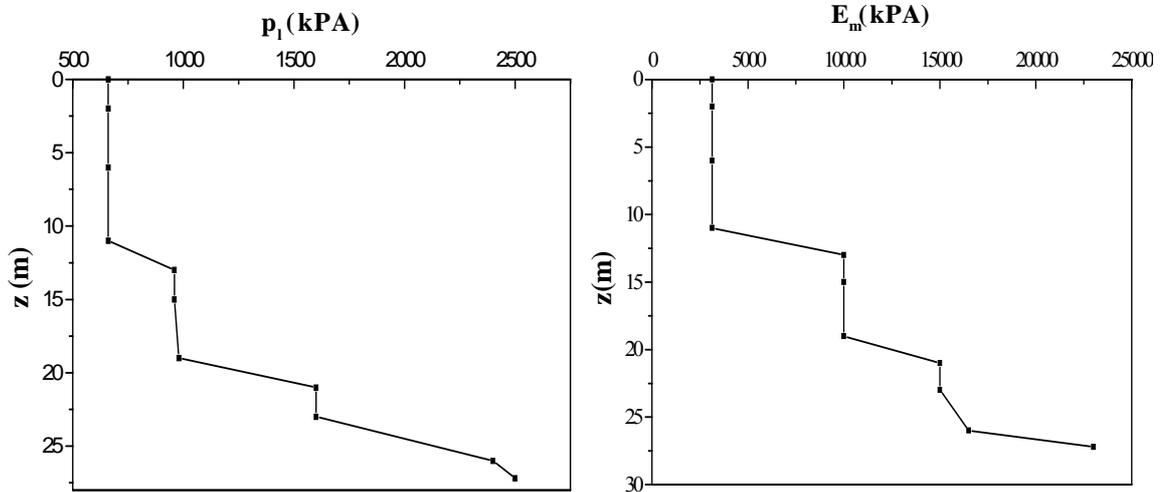


Figure 3.12 : Profils préssiométriques du site d'essai

Les résultats d'interprétation de l'essai de chargement à travers la courbe charge-tassement en tête du pieu, est obtenue en faisant l'ajustement hyperbolique pour déterminer la pente initiale et l'asymptote horizontale de cette courbe, comme l'illustre la figure 3.13.

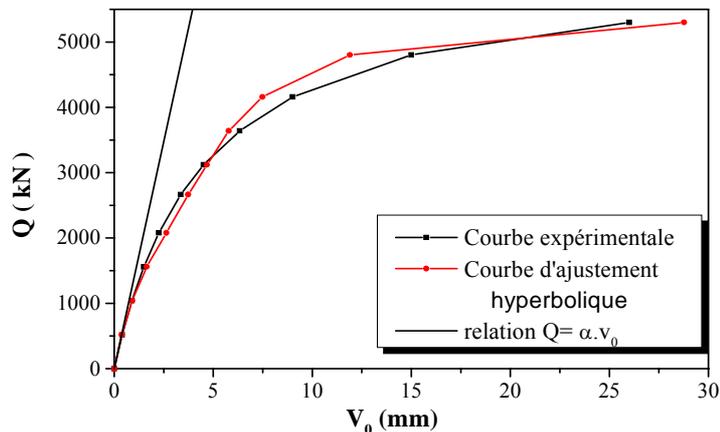


Figure 3.13 : Courbe de chargement expérimental et son ajustement
Site Roubaix (France)

3.4.3. Présentation de la méthodologie de calcul à rebours

Les étapes du calcul à rebours sont résumées dans l'organigramme présenté à la figure 3.14. La première étape, est le calcul des paramètres de transfert de charges B_0 et R_0 ainsi que les résistances de frottement et en pointe du pieu q_s et q_t , pour les introduire dans un

fichier de données de calcul par SETPIL. Le résultat obtenu par ce programme, qui représente la courbe de chargement-tassement en tête du pieu est à comparer avec la courbe expérimentale.

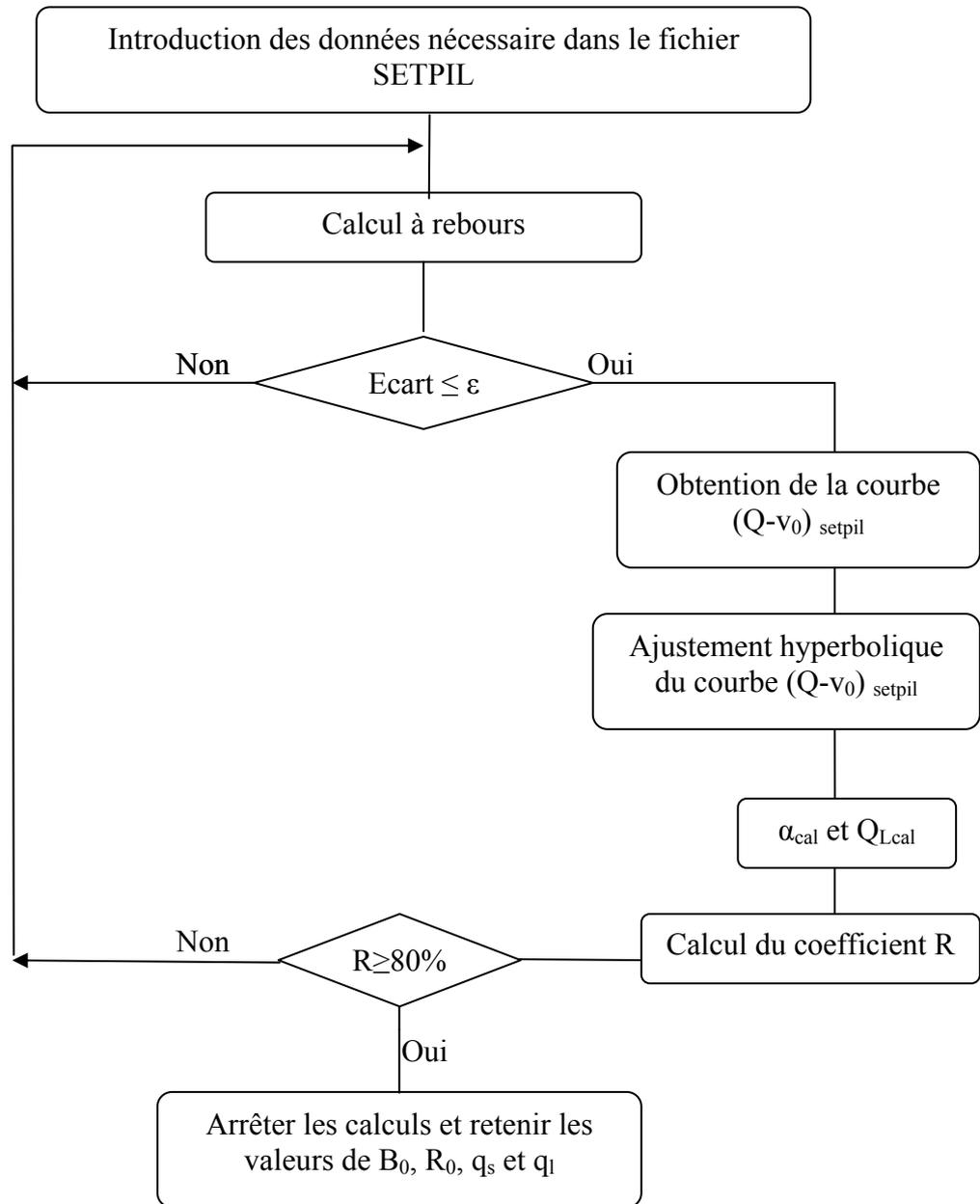


Figure 3.14 : Organigramme représentant les étapes de calcul à rebours

La comparaison des résultats de calcul et de l'essai est contrôlée en calculant un coefficient de corrélation (d'ajustement) R de la courbe de calcul avec les points de la courbe expérimentale. Un bon résultat correspond à un coefficient R supérieur à 80%

Dans le cas où les résultats de calcul conduisent à un faible coefficient de corrélation, on doit refaire le calcul en introduisant un autre coefficient multiplicateur des paramètres calculés auparavant, à savoir les paramètres de transfert de charge.

3.4.3.1. Détermination des paramètres initiaux de transfert de charge B_0 et R_0 :

Le calcul des paramètres de transfert de charge B_0 et R_0 se fait en fonction de l'élanement $\frac{D}{B}$ et de la compressibilité relative K , et cela en utilisant les équations (3.15) et (3.16), obtenues par la méthode des éléments finis :

$$\frac{R_0}{E_s(D)} = 1.487 \left(\frac{D}{B} \right)^{\left[0.0021 + \frac{1.21}{K} \right]} \quad (3.15)$$

$$\frac{BB_0}{E_s(z)} = 0.3382 \left(\frac{D}{B} \right)^{\left[\frac{0.125K}{57.99+K} \right]} \quad (3.16)$$

Le module de Young du sol E_s est déterminé soit en fonction du nombre de coup N dans le cas du pénétromètre standard (SPT), soit en fonction de la résistance pénétrométrique q_c dans le cas du pénétromètre statique (CPT), soit enfin en fonction du module pressiométrique équivalent E_m dans le cas de l'essai pressiométrique (PMT).

3.4.3.2. Détermination des résistances limites q_s et q_l

La détermination des valeurs de pressions limite du frottement latéral et celle de la contrainte limite en pointe du pieu se fait à partir des corrélations avec les essais in-situ, on peut écrire :

- $q_s = f(E_m, P_1)$ et $q_p = f(E_m, P_1)$ dans le cas de l'essai pressiométrique PMT,
- $q_s = f(q_c)$ et $q_p = f(q_c)$ dans le cas de l'essai pénétrométrique CPT,
- $q_s = f(N_{SPT})$ et $q_p = f(N_{SPT})$ dans le cas de l'essai SPT.

3.4.3.3. Introduction de données dans le fichier SETPIL

Une fois ces paramètres sont calculés, on passe à l'introduction de ces données dans le fichier de SETPIL dans le but de la simulation de la courbe du chargement - tassement en tête du pieu.

Ce fichier de données contient des informations sur le pieu d'essai, tel que le diamètre B et la fiche D ainsi que les valeurs de chargement vertical appliqué au pieu, et aussi des valeurs de B_0 et q_s à chaque profondeur le long du pieu et le couple R_0 , q_p en pointe du pieu.

3.4.3.4. Comparaison des résultats de calcul et expérimentale

La courbe de chargement (Q-v₀) ainsi obtenue par le programme SETPIL, sera comparée dans cette étape à la courbe du chargement (Q-v₀) réelle. Cette comparaison est évaluée en calculant un coefficient de corrélation R. Ce dernier nous indique le degré de corrélation, au sens des moindres carrés de la courbe de calcul et les points expérimentaux. Le coefficient de corrélation R est le rapport entre l'écart expliqué et l'écart total, son expression est donné par l'équation (3.17) [15] :

$$R^2 = \frac{\sum_i (g(x_i) - \bar{y})^2}{\sum_i (y_i - g(x_i))^2 + \sum_i (g(x_i) - \bar{y})^2} \quad (3.17)$$

$$g(x_i) : \text{est la fonction d'ajustement, définie par : } g(x_i) = \frac{v_0(i)}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0(i)}{Q_1}} \quad (3.18)$$

\bar{y} : est la moyenne des valeurs de charge $\bar{y} = \frac{\sum Q_i}{n}$ et Q_i sont les valeurs de chargement verticale sur pieu.

Les paramètres de transfert B₀, R₀ et les résistances limite du pieu q_s et q_p sont multipliés par des coefficients jusqu'à l'obtention d'une bonne convergence des deux courbes de chargement, et cela pour un coefficient de corrélation R supérieur à 80%.

3.5. Définition des paramètres B₀, R₀, q_s et q_p à partir des essais CPT, PMT et SPT

On propose ici une approche de détermination des paramètres de mobilisation des efforts aux interfaces sol/fût du pieu B₀, et sol/pointe du pieu R₀, ainsi que les contraintes à l'état limite aux interfaces, à savoir celles du frottement latéral q_s et de la résistance en pointe q_p, en fonction des différents essais in-situ courants, notamment le pénétromètre statique (CPT), le préssiomètre (PMT) et le pénétromètre standard (SPT), en se basant sur les calculs à rebours pour chaque essai de chargement de pieu.

3.5.1. Présentation des résultats de calcul

3.5.1.1. Corrélation avec le pénétromètre statique (CPT)

Dans ce cas, les courbes de transfert de charges sont à définir à partir des données de l'essai de pénétromètre statique. Les valeurs de la contrainte limite q_s et la résistance en pointe ont été initialement évaluées à partir de la méthode pénétrométrique du LCPC.

- Cas des sols argileux

On prend un exemple issu de la base de données pour le cas des sols argileux. C'est un essai de chargement du pieu dans un site à Garigliano (Italie), ayant un diamètre de 0.381m et une longueur de 48.0 m, et foré dans une couche d'argile molle.

Les valeurs initiales de B_0 , R_0 , q_s et q_l qui ont été introduites dans le fichier de SETPIL sont présentées dans le tableau 3.2. Le fichier de données est introduits dans le programme, la courbe de chargement ($Q-v_0$) simulée ainsi obtenue par ce premier calcul est comparé avec la courbe ($Q-v_0$) expérimentale, le facteur de corrélation R était estimé dans ce cas à 70% ce qui montre qu'il n'y a pas une bonne convergence des deux courbes de chargement. Donc on fait appel à des coefficients correcteurs pour les paramètres de transfert de charge. Le programme SETPIL est exécuté jusqu'à l'obtention de la courbe de chargement qui correspond à un coefficient de corrélation égale au moins à 80%.

Tableau 3.2 : Présentation des valeurs initiales de B_0 , R_0 , q_s et q_l

Z(m)	2	6	8	12	20	24	27	30	34	40	45	46	48
$B_0(z)$ [kPa/ m]	2778	2499	1112	2220	2778	3332	4998	6107	6662	5552	9993	11104	13879
$q_s(z)$ [kPa]	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$R_0(D)$ [kPa]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	32855
q_l [kPa]	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2384

Dans cet exemple, on a obtenu une corrélation satisfaisante des deux courbes de chargement pour un coefficient de corrélation égal à 92%. Ce résultat est obtenu en multipliant les résistances limite de frottement par un coefficient égale à 4 et celle de pointe du pieu et les paramètres B_0 et R_0 par un coefficient correcteur égale à 2. La figure 3.15 représente la comparaison des deux courbes de chargement.

On note aussi que la pente initiale de la courbe de chargement obtenue par calcul est égale à 142kN/mm et celle expérimentale été égale à 260kN/mm. La charge verticale limite est de 4020kN avec un coefficient d'ajustement hyperbolique de 99 %, et la valeur expérimentale de la charge verticale limite est de 3174kN pour la courbe expérimentale. Ces valeurs sont obtenues en faisant un ajustement par moindre carré de la courbe ($Q-v_0$).

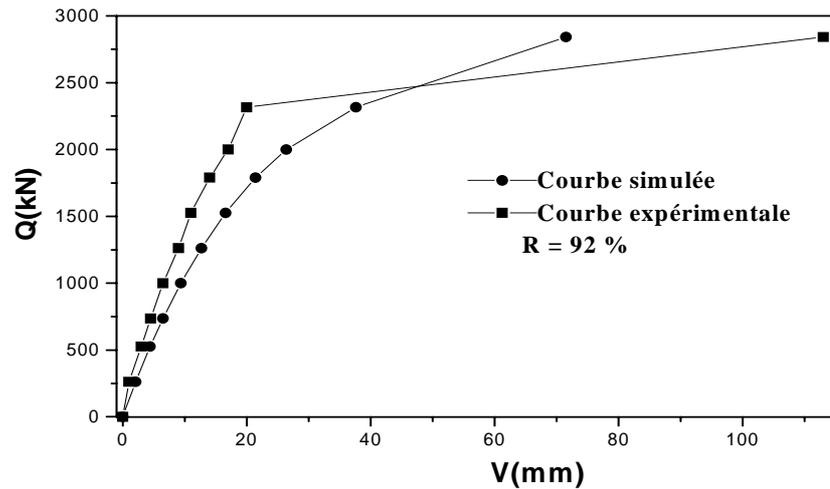


Figure 3.15 : Courbe de chargement expérimental et de SETPIL Site de Garigliano (Italie)

En se basant sur le même principe expliqué préalablement pour le pieu d'essai de Garigliano, on a fait l'analyse de six essais de chargement vertical des pieux dans l'argile disponibles dans la base de données.

Les expressions des paramètres de calcul ont été obtenues en regroupant les valeurs des paramètres de transfert de charge B_0 et le R_0 ainsi que q_s et q_l conduisant aux bons résultats, plus précisément ceux qui conduisent à un coefficient de corrélation supérieur à 80%.

Faisant le calcul de moyenne de ces derniers ainsi que l'écart type et le coefficient de variation pour ces valeurs, on obtient les résultats présentés ci-après :

- La pente initiale B_0 de la courbe ($\tau-v$), est obtenue en calculant la moyenne, et on adopte la formule (3.19) pour le calcul de B_0 .

$$B_0 = 2.64 \frac{q_c(z)}{B} \quad (\text{en kPa/m}) \quad (3.19)$$

- On se propose pour le calcul de la pente initiale R_0 de la courbe ($q_p - v/B$), la formule suivante :

$$R_0 = 15 * q_c(D) \quad (\text{en kPa}) \quad (3.20)$$

- La détermination de la résistance limite de frottement latéral et de pointe du pieu se fait par le biais des deux formules suivantes :

$$q_s = 3 q_s^{\max} \quad (\text{en kPa}) \quad (3.21)$$

$$q_l = K_c \cdot q_c^e \quad (\text{en kPa}) \quad (3.22)$$

q_c^e : c'est résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique, le calcul de ce terme se fait par le biais de l'équation (1.67) donné dans le chapitre 1 de ce manuscrit.

Les valeurs du facteur de portance pénétrométrique K_c , et les valeurs de q_s^{\max} sont regroupées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Choix des K_c et q_s^{\max} pour les sols argileux

K_c	Pieu en Acier battu		Pieu en Béton foré	
	1.10		0.40	
q_s^{\max} (kPa)	Argile molle	15	Argile molle	15
	Argile Ferme	40	Argile Ferme	40
	Argile très ferme à dure	80	Argile très ferme à dure	40

On présente dans le tableau 3.4, les valeurs des pentes initiales et des charges limites des courbes de chargement statique vertical du pieu isolé et celle obtenues par calcul à partir du programme SETPIL. Ces résultats sont déduits en faisant un ajustement hyperbolique de chacune des courbes de chargement réel et de calcul par la méthode des moindres carrées.

On présente ainsi le rapport v_1 , qui est le rapport de la pente trouvée par calcul et la pente expérimentale, et v_2 qui est le rapport des valeurs de chargement limite. Faisant un calcul de moyenne de ce rapport, il en résulte que la pente expérimentale est deux fois et demi plus grande que celle de la courbe simulée par SETPIL, avec un écart type de 0.11 et un coefficient de variation de 29 %. La charge de calcul est égale à 1.12 de la charge expérimentale, avec un écart type de 0.40, et un coefficient de variation de 30%.

Tableau 3.4 : Valeurs des pentes initiales en kN/mm et de charge limite en kN

Site	Garigliano (Italie)	Belgique	Garigliano (Italie)	St- Albn (Canada)	Roumanie	
α_{cal}	151	168	188	14	735	988
α_{exp}	260	709	436	41	2016	2460
$v_1 = \alpha_{cal} / \alpha_{exp}$	0,581	0,237	0,431	0,341	0,365	0,402
Q_{ical}	4020	2068	3858	195	9075	11125
Q_{lexp}	3174	2115,1	3183,4	150	21882	7322
$v_2 = Q_{ical} / Q_{lexp}$	1,267	0,978	1,212	1,30	0,415	1,591

La figure 3.16 présente une comparaison entre les pentes initiales des courbes de chargement simulée et celle de l'expérimentale ainsi que la charge limite.

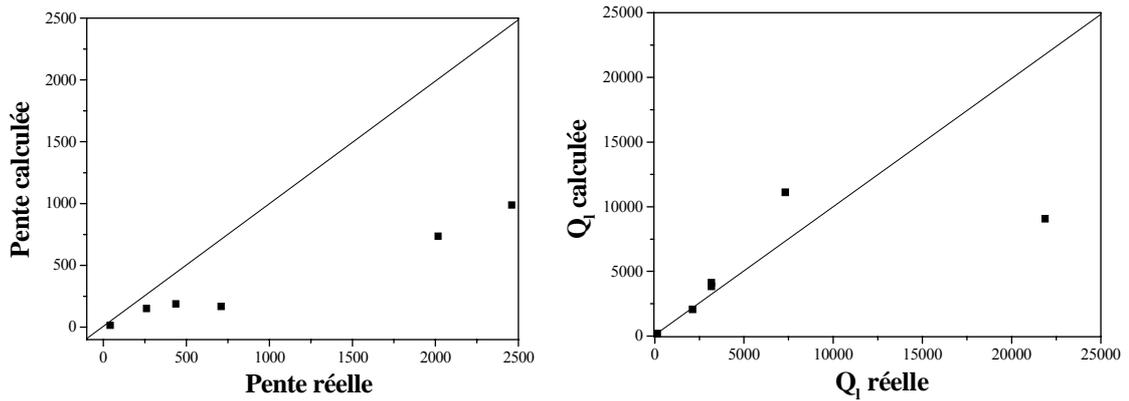


Figure 3.16 : Comparaison entre les résultats de calcul et expérimentale
- Sols argileux (CPT)

- Cas des sols Sableux

Il existe dans la base de données 12 cas d'essai de chargement du pieu avec présence de l'essai pénétrométrique. Identiquement au sol argileux, les paramètres de transfert de charge sont exprimés en calculant la moyenne des pentes initiales B_0 et R_0 , telle que :

$$B_0 = 2.4 \frac{q_c(z)}{B} \quad (\text{en kPa/m}) \quad (3.23)$$

$$R_0 = 13.35 * q_c(D) \quad (\text{en kPa}) \quad (3.24)$$

Les résistances de frottement latéral et en pointe du pieu se calculent à l'aide des équations présentées ci-après :

$$q_s = \frac{q_c(z)}{57} \quad \text{en [kPa]} \quad (3.25)$$

$$q_l = K_c \cdot q_c^e \quad (3.26)$$

Le facteur de portance pénétrométrique K_c , est prise égale à 0.20 pour un pieu foré dans le sable, et égale à 0.5 pour les cas des pieux battu.

La comparaison entre les pentes initiales et les charges limite de calcul et les charges limite réelle sont illustrées au tableau 3.5 et à la figure 3.17 présenté ci-dessous.

Tableau 3.5 : Valeurs des pentes initiales en kN/mm
et de charge limite en kN

Site	Gdansk (Pologne)				Kruizinga (Hollande)		Dunkerque (France)	San Francisco (U.S.A)	Belgique			
	α_{cal}	α_{exp}	v_1	Q_{lcal}	Q_{lexp}	v_2						
	616	391	1098	711	176	249	969	200	645	495	393	476
	1004	95	1428	1098	377	436.1	677.42	959	742.4	782.4	218	191
	0.614	4.116	0.769	0.647	0.467	0.571	1.430	0.209	0.869	0.633	1.803	2.492
	3911	7601	8152	2936	3000	8496	2805	2375	5450	6311	5234	4592
	4412	9407	9862	3429	3145	8688	3128.41	2404.02	6036	6161.3	5173.3	4266
	0.886	0.808	0.827	0.856	0.954	0.978	0.897	0.988	0.903	1.024	1.012	1.076

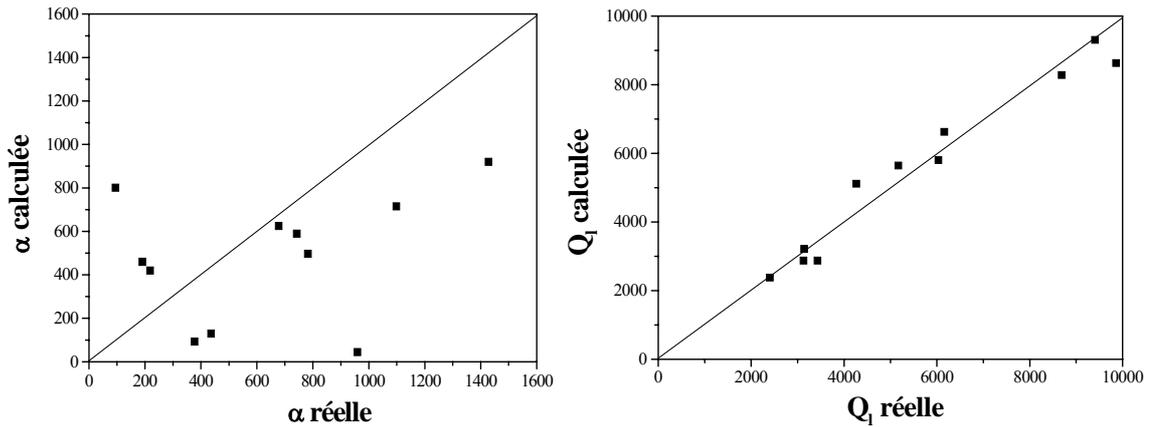


Figure 3.17 : Comparaison des pentes initiales et de charge calculées et expérimentales - Sols Sableux (CPT)

- Présentation et Interprétation de résultats

On présente dans la figure 3.18, la comparaison des courbes pour un cas du sol argileux et un cas du sol sableux :

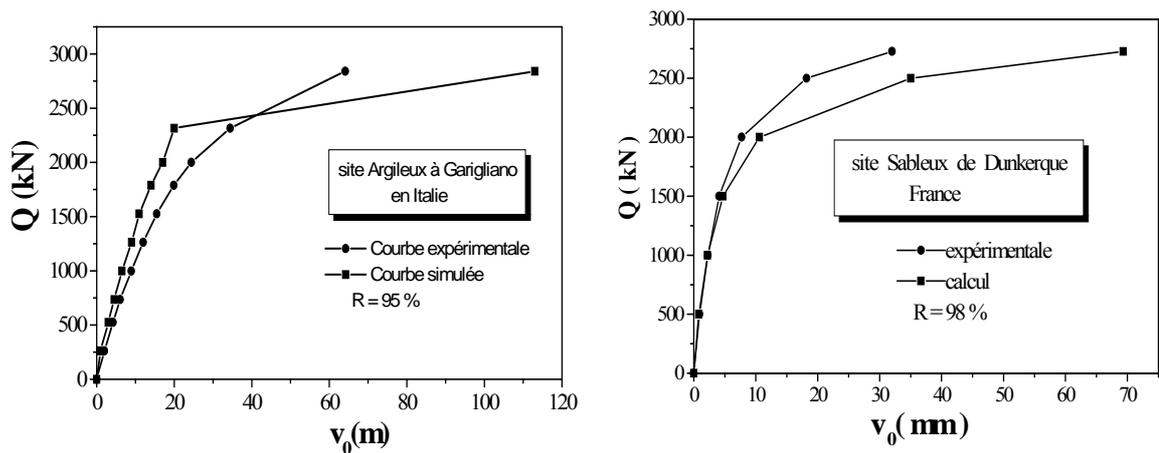


Figure 3.18 : Comparaison des courbes de chargement pour sol argileux et sableux

Dans le cas de l'essai pénétrométrique, on peut tirer les résultats suivants :

- Dans les sols argileux, les pentes initiales des courbes de chargements obtenues par calcul sont beaucoup plus inférieures à celle de l'expérimentale, cela conduit à des valeurs des tassements plus élevés que la réalité. La figure 3.19 montre très bien la surestimation des tassements en tête du pieu. Vis à vis la charge limite, on peut constater que les valeurs des charges ultimes de calcul sont proches des valeurs expérimentales, à l'exception de deux cas, cela est montré dans la figure 3.16.

- Dans les cas des sols sableux, on constate une convergence entre les résultats notamment pour les charges limites.

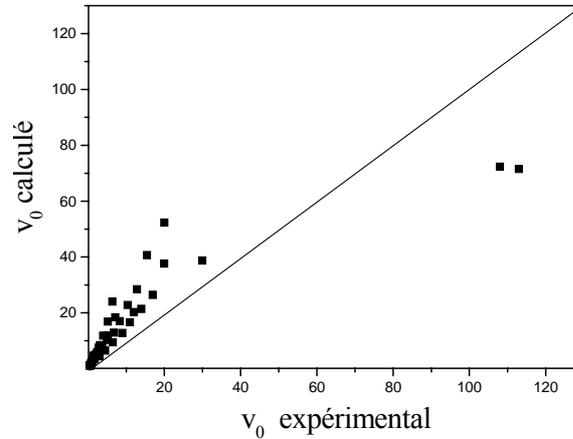


Figure 3.19 : Comparaison des tassements de calcul et tassements réels

3.5.1.2. Corrélation avec l'essai pressiométrique

La base de données contient 12 essais de chargement de pieu dans le sable, avec présence de l'essai pressiométrique.

Dans cet essai, La convergence des courbes de chargement nécessite aussi de modifier les paramètres de calcul par un coefficient pris constant le long de la profondeur du pieu.

- Cas des sols sableux

D'après l'étude des cas des pieux vissés dans des sols sableux, et qui appartient tous au même site Limelette en Belgique, on propose les expressions de B_0 et R_0 ainsi que les résistances q_s et q_l présentées comme suit :

$$B_0 = 2 \frac{E_m(z)}{B} \quad (\text{en kPa/m}) \quad (3.27)$$

$$R_0 = 11 \cdot E_m(D) \quad (\text{en kPa}) \quad (3.28)$$

$$q_l = 1.85 p_{le}^* \quad (\text{en kPa}) \quad (3.29)$$

La détermination de la résistance de frottement latéral q_s se fait à partir de la courbe présente dans la figure 3.20.

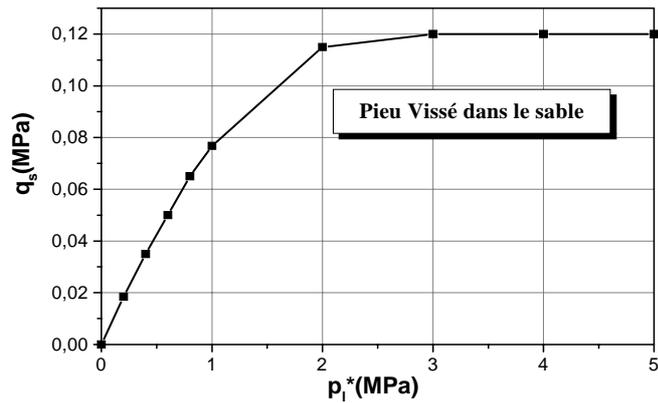


Figure 3.20 : Frottement latéral q_s en fonction de p_i^*

Le tableau 3.6 présente la comparaison des pentes initiales et les charges limites.

Tableau 3.6 : Valeurs des pentes initiales en kN/mm
Et de charge limite en kN

Site	Limelette										
α_{exp}	668,6	689	444	365,33	430,4	423,3	374,4	412	470	505,32	560
α_{cal}	420	520	360	384	389	354	407	312	491	500	530
ν_1	0,628	0,755	0,811	1,051	0,904	0,836	1,087	0,757	1,045	0,989	0,946
Q_{iexp}	3267	3713	3387	3002	3240	3659	2700	4630	4092,12	3945	3043
Q_{ical}	3590	4092	3396	3215	3214	3330	3150	4007	4205	4116	3947
ν_2	1,099	1,102	1,003	1,071	0,992	0,910	1,167	0,865	1,028	1,043	1,297

L'analyse statistique des valeurs ν_1 et ν_2 , montre que la pente expérimentale est égale 1.2 fois la pente de calcul, et que la charge limite de calcul est presque égale à celle expérimentale.

On présente à la figure 3.21, une comparaison des résultats de calcul et de l'essai.

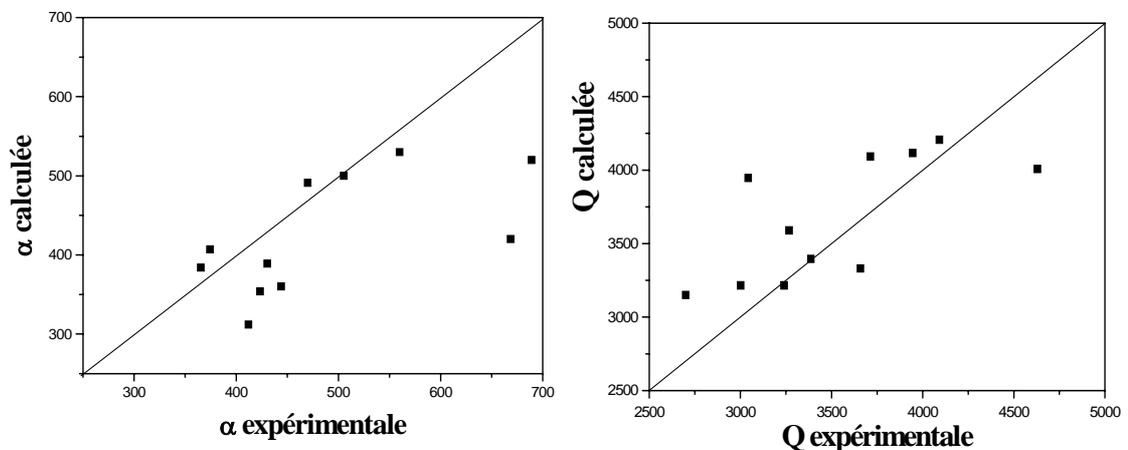


Figure 3.21 : Comparaison des pentes et de charge limite
– Sols Sableux (PMT)

- Cas des sols argileux

On a étudié les quatre cas qui existent pour le sol argileux, et on abouti aux expressions suivantes :

$$B_0 = 1.42 \frac{E_m(z)}{B} \quad (\text{en kPa/m}) \quad (3.30)$$

$$R_0 = 8.0 * E_m(D) \quad (\text{en kPa}) \quad (3.31)$$

$$q_l = 2.5 P_{le}^* \quad (3.32)$$

Le calcul de la contrainte de frottement latéral se fait par le biais des deux courbes Q_1 , pour le cas des pieux en béton foré dans les argiles, et la courbe Q_2 pour les pieux battus, représentées à la figure 3.22 :

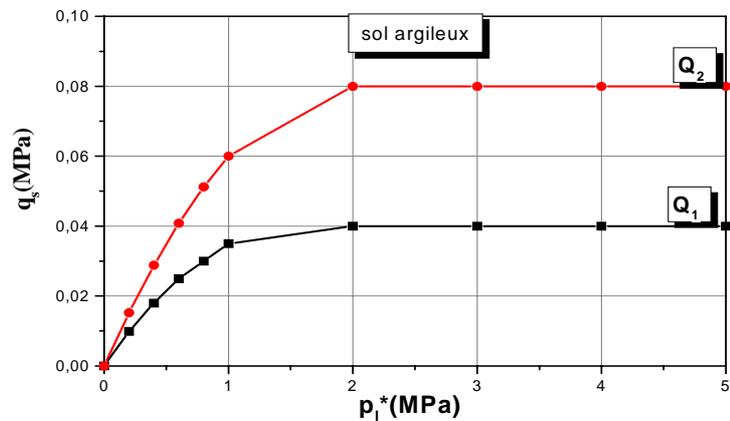


Figure 3.22 : Frottement latéral q_s en fonction de p_1^*

On présente à la figure 3.23, les comparaisons des pentes et charges limite :

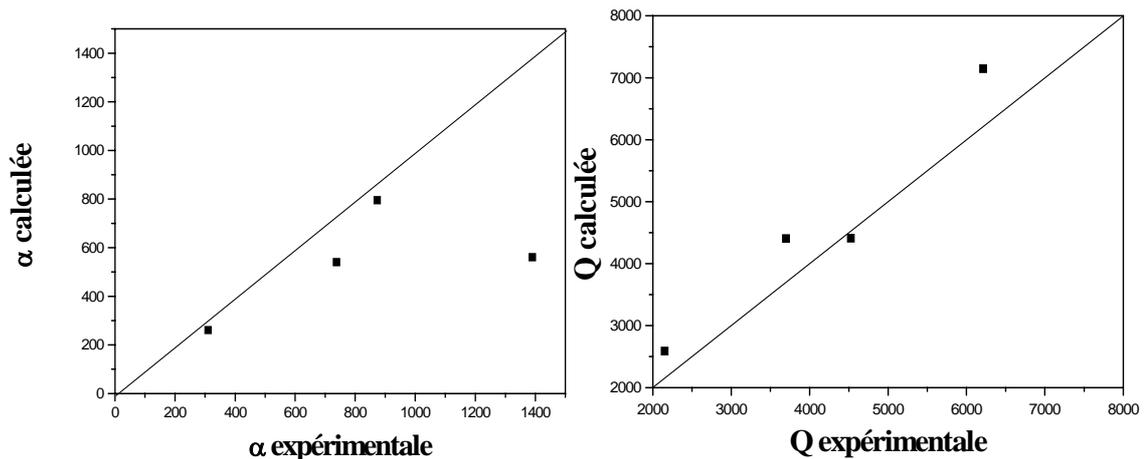


Figure 3.23 : Comparaison entre les pentes et les charges calculées et expérimentales –Sols Argileux

On peut constater que les pentes initiales expérimentales sont plus élevées que celles des courbes de calcul. L'inverse se produit dans le cas des charges limites.

Selon les figures 3.21 et 3.23 on peut constater que dans le cas des sols sableux, la comparaison faite au niveau de la pente initiale montre qu'il y a une bonne concordance entre l'expérimentale et du calcul, à part deux points, et donc les valeurs du tassement calculés sont très proches aux tassements mesurés, la figure 3.24.b illustre cela. Pour les sols argileux, la pente initiale expérimentale est surestimée par rapport à celle de calcul, donc le tassement de calcul sera plus élevé que celui mesuré, voir figure 3.24.a.

Selon la charge limite, on déduit le contraire, c'est à dire que la charge ultime de calcul est plus élevée de celle expérimentale pour la majorité des cas.

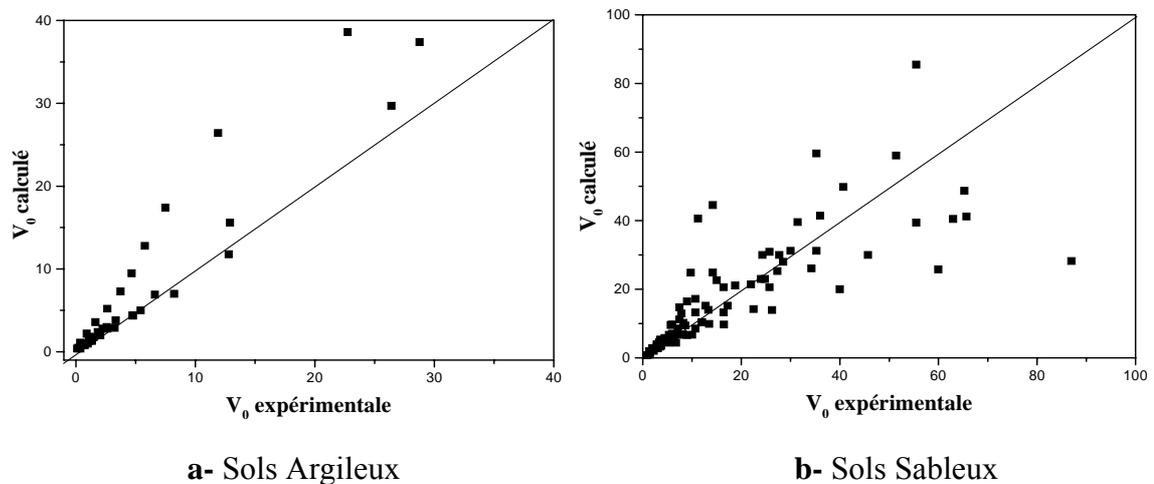


Figure 3.24 : Comparaison entre les tassements de calculs et réels

On présente ci-dessous quelques courbes de comparaison entre les courbes simulées et celle de l'essai réelle pour les argiles et pour les sables.

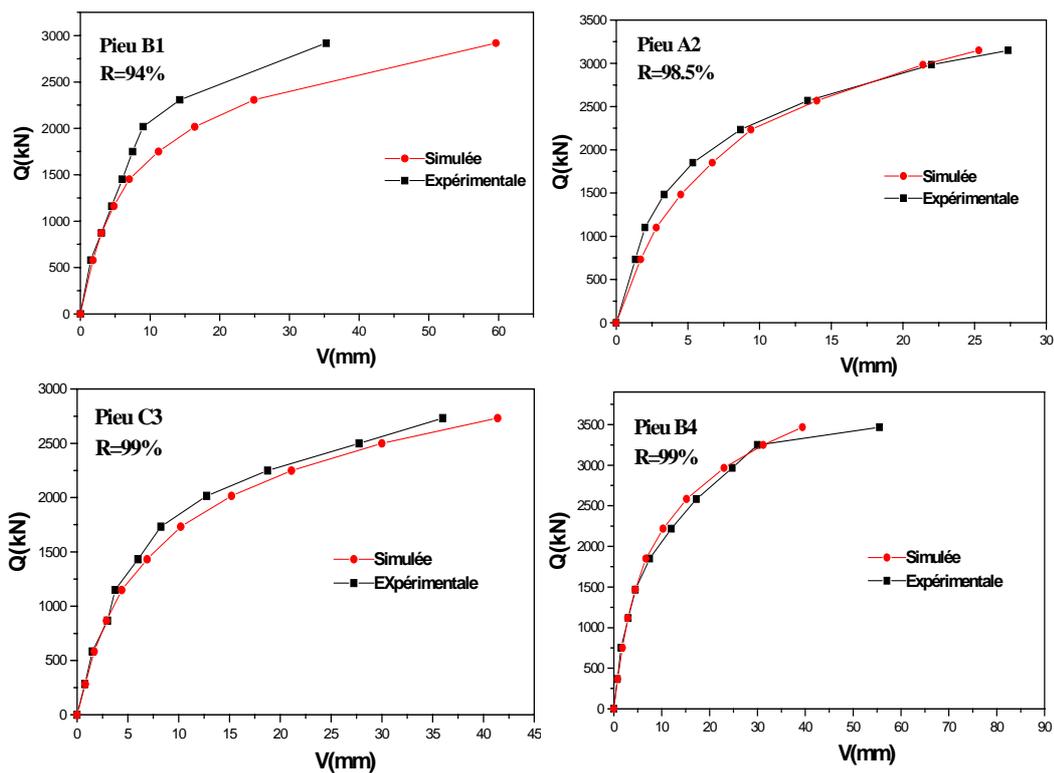


Figure 3.25: Comparaison des courbes de chargement- sols sableux site Limlette (Belgique)

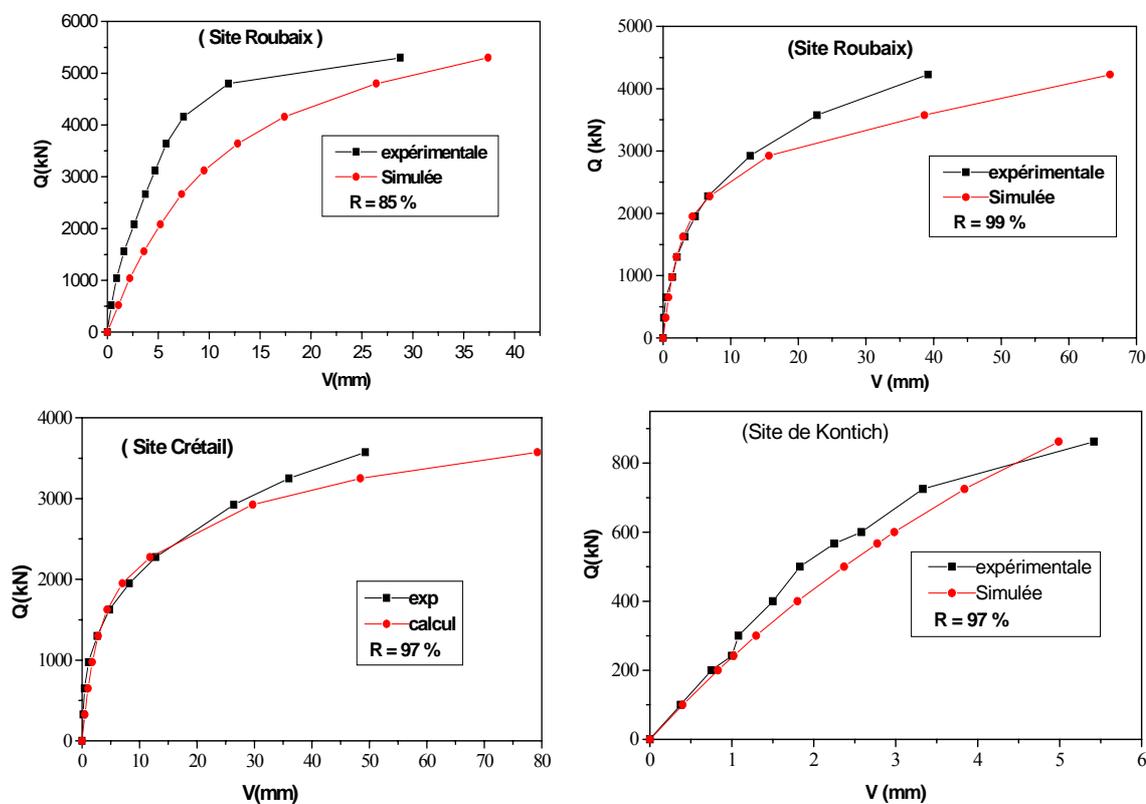


Figure 3.26 : Comparaison des courbes de chargement- sols argileux

3.5.1.3. Corrélation avec l'essai de pénétration standards

Dans la base de données, on trouve que le sol sableux est pratiquement le seul matériau testé par l'essai SPT. C'est pour cette raison que les résultats que seront présentées par la suite concernent seulement le sol sableux.

$$B_0 = 4023 \frac{N^{cor}(z)}{B} \quad [\text{kPa/m}] \quad (3.33)$$

$$R_0 = 17550 * N^{cor}(D) \quad [\text{kPa}] \quad (3.34)$$

N^{cor} : c'est la valeur corrigée du nombre de coups N par l'effet de la nappe, ayant des valeurs de N plus grandes que 15, la formule donné par Terzagui est comme suit :

$$N^{cor} = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

$$q_s = 4.14 * N_{moy}^{cor} \quad (3.35)$$

N_{moy}^{cor} : moyenne arithmétique des valeurs du nombre N mesuré le long du pieu

$$q_l = 120 * N_{moy}^{cor}(D-3B, D+3B) \quad (3.36)$$

$N_{moy}^{cor}(D-8B, D+3B)$: c'est la moyenne arithmétique des valeurs du nombre de coups N dans la zone utile de résistance en pointe définie à 8 fois le diamètre au-dessus de la pointe et 3 fois le diamètre au-dessous.

La figure 3.27, illustre la comparaison des pentes, et de charges ultimes :

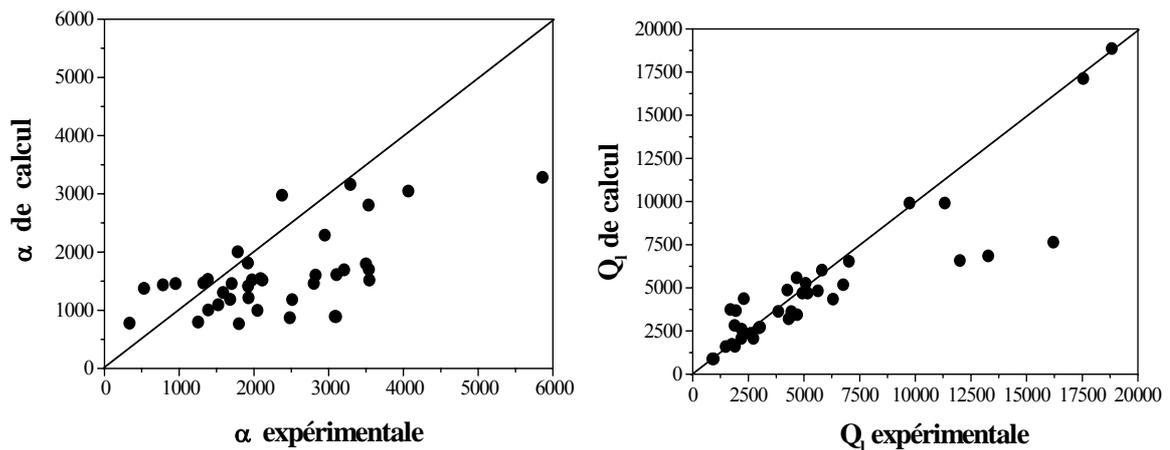


Figure 3.27 : Comparaison entre pentes initiales et les charges limite

Une analyse statistique des rapports v_1 des pentes ainsi que pour les rapports v_2 des charges limites mène à conclure, que les pentes initiales expérimentales sont surestimées par rapport à celle de calcul. Cela signifie que le tassement calculé est plus grand que le

tassement réel. Les charges limites de calcul se rapproche de celles issus de l'essai de chargement.

Le tracé des points des charges limite de calcul en fonctions des charges limites réels est représenté dans la figure 3.27. On déduit que les valeurs des charges ultimes de calcul et celles expérimentales sont en bonne concordance.

3.6. Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'analyse inverse d'une base de données d'essais de chargement statique vertical des pieux moyennant le programme SETPIL. Ce dernier se base sur une méthode d'analyse non linéaire de calcul des pieux isolés chargés verticalement à la base de la théorie de transfert de charge, afin de simuler l'interaction sol/pieu.

D'après une étude statistique de la base de données, construite à partir de la collecte de données extraites de la littérature des pieux chargés verticalement, on peut constater que les données disponibles concernent essentiellement les pieux circulaires constitués en béton et mis en place par forage dans des sols sableux.

On a présenté la méthodologie de calcul à rebours des courbes de chargement, et la définition pratique des courbes de transfert de charge, en proposant des formulations de ces derniers en fonction des caractéristiques du sols déterminées à partir des essais in-situ courants tels que le pénétromètre statique CPT, le pressiomètre PMT ainsi que le pénétromètre standard SPT.

CONCLUSION

Ce travail a porté sur la formulation des paramètres de transfert de charge pour la prédiction du comportement des pieux isolés soumis à des chargements verticaux.

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique des différentes méthodes de calcul de tassement et de capacité portante d'un pieu isolé a été faite. Les méthodes de calcul du tassement ont été regroupées en quatre catégories, à savoir : l'estimation du tassement à partir d'un essai de chargement réel, la seconde, est celle qui suppose que le sol a un comportement élastique, et qui se base sur la solution fondamentale de MINDLIN. Les deux autres catégories, sont celle d'éléments finis et de la théorie de transfert de charge. Dans cette dernière catégorie, l'interaction entre le pieu et le sol est représentée par une infinité de ressorts indépendants qui définissent la relation entre les contraintes de cisaillement le long du fût et les déplacements. Le transfert de charge du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts.

La capacité portante des pieux isolés peut être déterminée à l'aide des méthodes classiques de la mécanique des sols en considérant séparément le fût et la pointe du pieu, et aussi par des méthodes de calcul en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées à partir des essais in-situ (SPT, CPT, PMT). En outre, la capacité portante peut être évaluée à partir des essais de chargement sur pieu en vraie grandeur, ce qui est un moyen direct de déterminer la charge maximale que peut supporter le pieu, et d'autre basées sur la théorie d'expansion des cavités sphériques prenant en considération les caractéristiques de compressibilité du sol.

Le deuxième chapitre, est une analyse linéaire par la méthode des éléments finis du comportement des pieux isolés chargés verticalement moyennant le logiciel SAP2000. Du faite qu'on est en face d'un problème axisymétrique, les éléments utilisés dans cette modélisation sont du type ASOLID. Pour que les conditions aux limites en déplacements n'aient pas d'influence sur le comportement du pieu, les limites du maillage sont déterminées jusqu'à stabilisation des déplacements du pieu. Le maillage est relativement resserré au voisinage des interfaces c'est à dire à la pointe et le long du fût du pieu, afin d'avoir plus de points à interpréter et donc plus de précision dans les résultats.

Une étude paramétrique est faite, en étudiant la variation du facteur du tassement en tête du pieu, en fonction de l'élanement relatif (D/B), la compressibilité K ainsi que le coefficient de Poisson, pour un sol homogène ou de Gibson. De cette étude, on a constaté que le tassement d'un pieu long est inférieur à celui d'un pieu court, ce paramètre dépend de K tant qu'elle reste inférieure à une certaine valeur égale à 5000.

Egalement, une étude paramétrique pour les paramètres de mobilisation des efforts aux interfaces sol/fût du pieu B_0 , et sol/pointe du pieu R_0 , de cette analyse, on conclut que ces paramètres dépendent de l'élanement, et une légère influence de la compressibilité. L'effet du coefficient du Poisson a été trouvé négligeable. Une formulation pour les paramètres étudiés est proposée, en faisant un ajustement par la méthode de moindres carrés en fonction de D/B et de la compressibilité K , à court et à long terme.

Le troisième chapitre de cette thèse consiste en l'analyse de la base de données de chargement vertical statique des pieux. Cette dernière contient 75 essais tirés de la littérature des pieux. Un calcul à rebours des essais de chargement est fait en utilisant un programme de calcul du tassement d'un pieu isolé. Ce calcul nous a conduit à proposer des formulations pour les paramètres de mobilisation des efforts B_0 et R_0 , ainsi que les résistances limites de frottement latéral q_s et en pointe q_l en fonction des caractéristiques du sol mesurées à partir des essais in situ, tel que le pénétromètre statique CPT et le préssiomètre PMT, pour un sol sableux et argileux, et l'essai de pénétration standards SPT pour un sol sableux seulement.

A la fin, on propose comme futures recherches :

- Amélioration des formulations obtenues pour les paramètres de transfert de charge, en augmentant la taille de la base de données, notamment pour les sols argileux.
- Mise au point informatique de la base de données à partir d'un logiciel approprié.
- Amélioration l'étude paramétrique menée par une modélisation par éléments finis en introduisant les éléments de contact de l'interface sol/pieu.
- Amélioration ces paramètres pour le cas d'un sol multicouche.

ANNEXES

ANNEXE A
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

B	: diamètre du pieu
B_0	: pente initiale de la courbe τ - v
D	: fiche du pieu dans le sol
E_p	: module de Young du pieu
E_s	: module de Young du sol
$E_s(D)$: module de Young du sol à la base du pieu
E_m	: module pressiométrique à une profondeur donnée
I_v	: facteur du tassement en tête du pieu
K	: compressibilité relative pieu/sol (E_p/E_s)
N	: nombre de coups déduits de l'essai de pénétration standard
N_{moy}^{cor}	: Moyenne des valeurs corrigées du nombre de coups par l'effet de la nappe d'eau
Q	: charge verticale appliquée en tête du pieu
Q_L	: charge verticale limite en tête du pieu
Q_s	: charge verticale limite du frottement latéral
Q_p	: charge verticale limite en pointe du pieu
Q_{lcal}	: charge verticale limite en tête du pieu de la courbe (Q - v_0) obtenue par calcul
Q_{lexp}	: charge verticale limite en tête du pieu de la courbe (Q - v_0) expérimentale
R_0	: pente initiale de la courbe q_p - v/B
S	: aire de la section droite du pieu
a	: pente du module d'Young du sol en fonction de la profondeur
h	: hauteur de la partie du pieu dans la couche résistante du sol
k_c	: facteur de portance à partir du pénétromètre
k_s	: facteur de portance à partir du pénétromètre standard
k_p	: facteur de portance à partir du pressiomètre
n_s	: facteur de frottement latéral
$p_{le}^*(z)$: pression limite équivalente nette

- $p_1(z)$: pression pressiométrique limite
- $q_c(z)$: pression pénétrométrique
- $q_c^e(z)$: pression pénétrométrique équivalente
- q_s : contrainte limite du frottement latéral
- q_p : contrainte normale à la base du pieu
- q_l : pression limite en pointe du pieu
- α_{cal} : pente initiale de la courbe chargement-tassement en tête du pieu simulée
- α_{exp} : pente initiale de la courbe chargement-tassement en tête du pieu expérimentale
- $\tau(z)$: contrainte de frottement latéral
- ν_s : coefficient de Poisson du sol
- ν_p : coefficient de Poisson du pieu
- ν_1 : rapport entre la pente initiale de la courbe chargement-tassement et la pente initiale de la courbe expérimentale ($\alpha_{cal}/\alpha_{exp}$)
- ν_2 : rapport entre la charge limite de la courbe chargement-tassement obtenue par calcul et la charge limite de la courbe expérimentale (Q_{lcal}/Q_{lexp})

ANNEXE B

INTRODUCTION AU PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS SAP

1. Introduction

L'esprit humain a des limites telles qu'il ne peut analyser en une seule opération le comportement des systèmes complexes qui l'entourent. C'est pourquoi l'ingénieur ou le scientifique adoptent la démarche naturelle de subdiviser tous les systèmes en leurs composants élémentaires dont le comportement peut être facilement compris. On peut alors étudier le système original en le reconstruisant à partir de ces constituants.

Dans beaucoup de cas, on peut bâtir un modèle satisfaisant en utilisant un nombre fini de constituants bien définis. De tels problèmes sont appelés discrets. Dans d'autre cas, on constitue la subdivision indéfiniment et seul l'emploi de la notion mathématique d'infiniment petit permet de caractériser le problème. Cela conduit à des équations différentielles ou à des relations équivalentes, ce qui signifie qu'il y a un nombre infini d'élément. De tels systèmes sont appelés continus.

2. Présentation de la méthode d'élément finis

La méthode d'élément finie est une méthode qui vise à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique ; elle est utilisable lorsque le problème à traiter est très compliqué pour être résolu par la méthode classique.

Dans cette méthode le milieu constituant la structure est considéré comme un assemblage discret d'éléments finis qui peuvent être de types différents, comme ils peuvent avoir aussi des propriétés physiques différentes, ces éléments sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Donc une structure réelle est définie par un nombre infini de nœuds. Le calcul par élément finis se caractérise aussi par une succession d'équation algébrique linéaire établie en imposant l'équilibre de chaque nœud tout en considérant comme inconnus les déformations aux niveaux des nœuds, ces équations sont générées et résolues sur ordinateur.

3. L'analyse par éléments finis

Pour n'importe quel problème traité par la méthode des éléments finis, on devra suivre les principales étapes présentées ci-dessous :

- La géométrie est décomposée en domaines de forme géométrique simple (les éléments) reliées entre eux en des points appelés nœuds,
- La détermination des propriétés de chaque élément à partir des données sur leur géométrie, les propriétés de matériau dont ils sont constitués,
- Le champ de déplacement dans chaque élément est défini en fonction des déplacements des nœuds de l'élément. On en déduit l'état de déformation et l'état de contrainte en tout point de l'élément ainsi que l'énergie de déformation de l'élément et sa matrice de rigidité,
- La matrice de rigidité globale est construite à partir des matrices de rigidité élémentaires,
- Après mise en place des conditions aux limites et des charges, on calcule les déplacements inconnus puis, dans chaque élément les déformations et les contraintes.

4. Les programmes d'éléments finis

Le principe des programmes d'éléments finis consiste dans la modélisation numérique des sols et de la structure portante. L'élément à étudier de n'importe quelle forme vient diviser en petits éléments avec une forme géométrique simple, auxquelles viennent assigner des caractéristiques physiques. Ensuite à chaque élément, l'ordinateur exécute le calcul des équations d'équilibre des forces, les relations de déformation - déplacement et les relations contraintes – déformation. Cette opération itérative est répétée plusieurs fois jusqu'à l'atteinte de l'équilibre des forces de tous les éléments.

5. Limites des programmes

Les programmes d'éléments finis les plus récents permettent la réalisation de modèles de n'importe quelle structure et géométrie, mais ceci ne veut pas dire que n'importe quelle structure peut être calculée. Chaque programme par éléments finis a des limites de calcul et l'emploi d'un type d'élément impropre, une mauvaise géométrie du réseau des éléments finis où le calcul d'un cas particulier pas prévu par le réalisateur du programme, peut amener à des résultats faux sans s'apercevoir. Pour cette raison l'utilisateur doit connaître le fonctionnement et les limites des programmes de calcul.

6. Description du logiciel SAP2000

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis permettant un calcul automatique de structure diverse, le SAP2000 est l'un parmi les différents programmes de calcul.

Le *SAP2000*, est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie basé sur la méthode des éléments finis, il représente une version plus sophistiquée et pratique du programme SAP. Il s'agit de la première version des SAP complètement intégrée dans un environnement *Windows*.

Dans ce logiciel les étapes de modélisation telle que la description de la géométrie de la structure, les conditions aux limites, définition des conditions de chargement statique ou dynamique du modèle, l'exécution de l'analyse et l'optimisation sont des opérations accomplies à l'intérieur d'une unique interface graphique. L'existence d'un post-processeur numérique permettant la traduction automatique des données saisies graphiquement offre une assistance permanente pour l'extension ou la correction des documents générés.

La bibliothèque des éléments finis du SAP2000 contient plusieurs types d'éléments tels que :

1. Eléments 2D(ASOLID), ce type d'éléments sera utilisé dans notre modélisation,
2. Eléments compacts 3D (SOLID),
3. Eléments plaques (SHELL),
4. Eléments prismatiques (FRAME),
5. Eléments Linéaire/non linéaire (NLLINK).

Ces logiciels permettent une analyse statique et dynamique, qui sont comme suit :

6.1. Analyse statique linéaire

Un calcul statique linéaire permet de déterminer le champ de déplacement, les réactions aux appuis, les efforts internes aux nœuds et le champ de contrainte qui existe dans une structure soumise à divers chargements statiques, plusieurs hypothèses sont faites implicitement :

- Comportement élastique linéaire des matériaux,
- Petites déformations et petites rotations.

6.2. Analyse P-Delta

L'analyse P-Delta, également connue sous le nom d'analyse du second ordre, permet de prendre en compte les effets des chargements axiaux sur le comportement en flexion des éléments.

6.3. Analyse statique non linéaire

Ce logiciel offre aussi la possibilité d'un calcul non-linéaire en tenant compte de la non linéarité géométrique.

6.4. Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans le logiciel SAP comporte une analyse modale et une analyse spectrale et l'analyse temporelle.

Dans notre cas, on s'intéresse surtout à l'analyse statique et qui consiste à résoudre un système linéaire d'équation représenté par :

$$K \cdot U = R$$

Avec :

K : la matrice de rigidité.

U : le vecteur de déplacement, et R : le vecteur de chargement.

ANNEXE C
ANALYSE DIMENSIONNELLE
-THEOREME DES π DE BUCKINGHAM

1. Introduction

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en π de Buckingham fournit un excellent outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquelles on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en π . Ecrit sous forme mathématique, s'il y'a n quantités physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité) et k grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur et le temps), alors mathématiquement :

$$f_1 = (q_1, q_2, q_3, \dots, q_n)$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

Où n'importe quelle terme en π ne dépend pas de plus de $(k+1)$ quantité physiques q et où chacun des termes en π sont de monômes des quantités q indépendants et sans dimension.

2. Méthodologie

1. Faire la liste des n grandeurs q entrant dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre k des grandeurs fondamentales. Il y aura $(n-k)$ termes en π .
2. Choisir k des ces quantités, aucune n'étant sans dimensions, et deux d'entre elles n'ayant pas les mêmes dimensions. Toutes les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.
3. Le premier terme en π peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à un).

4. Retenir les grandeurs choisies en (2) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en π . Répéter ce procédé pour les termes en π successifs.
5. Pour chaque terme en π , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

3. Relations utiles

- a. Une grandeur sans dimension est un terme en π .
- b. Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, est un terme en π .
- c. On peut remplacer n'importe terme en π par une de ses puissances, π^{-1} inclus.
- d. On peut remplacer n'importe terme en π par son produit par une constante numérique.
- e. On peut exprimer tout terme en π comme fonction des autres termes en π .

ANNEXE D
RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE
PAR ELEMENTS FINIS

1. Valeurs du tassement en tête du pieu

1.1. Sol Homogène

Tableau 1 : Les valeurs du tassement en tête du pieu « v_0 [mm] »

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	0.10360	0.10270	0.08285	0.08086	0.07284	0.07070	0.07053	0.06950
300	0.09268	0.09190	0.06605	0.06443	0.04838	0.04724	0.04145	0.04108
500	0.09042	0.08966	0.06240	0.06084	0.04302	0.04152	0.03279	0.03263
5000	0.08732	0.08659	0.05726	0.05581	0.03428	0.03300	0.01688	0.01713
10^4	0.08715	0.08642	0.05697	0.05553	0.03377	0.03249	0.01575	0.01603
5×10^4	0.08701	0.08629	0.05674	0.05530	0.03334	0.03208	0.01483	0.01513
10^5	0.08699	0.08626	0.05671	0.05527	0.03329	0.03203	0.01470	0.01501
10^7	0.08698	0.08624	0.05668	0.05524	0.03325	0.03198	0.01459	0.01490

1.2. Sol de Gibson

Tableau 2 : Les valeurs du tassement en tête du pieu « v_0 [mm] »

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	1.0930	1.0630	0.4894	0.4853	0.2483	0.2454	0.1259	0.12450
300	0.9660	0.9356	0.3822	0.3790	0.1580	0.1560	0.06383	0.06312
500	0.9402	0.9096	0.3660	0.3570	0.1383	0.1365	0.04837	0.04784
5000	0.9052	0.8742	0.3295	0.3260	0.1107	0.1091	0.02448	0.02428
10^4	0.9032	0.8722	0.3278	0.3250	0.1091	0.1076	0.02302	0.02283
5×10^4	0.9017	0.8707	0.3264	0.3235	0.1079	0.1063	0.02184	0.02168
10^5	0.9014	0.8704	0.3263	0.3234	0.1077	0.1062	0.02169	0.02153
10^7	0.9013	0.8702	0.3261	0.3232	0.1075	0.1060	0.02154	0.02138

2. Valeurs de R_0/ E_s

2.1. Sol Homogène

Tableau 3 : Valeur de R_0/ E_s pour différentes K et ν

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	0.9156	1.3295	0.8590	1.3260	0.7490	1.2323	0.5954	0.7220
300	0.9393	1.4053	0.8982	1.4391	0.8421	1.3840	0.7855	1.1320
500	0.9442	1.4217	0.9086	1.4640	0.8620	1.4176	0.8287	1.2344
5000	0.9510	1.4451	0.9234	1.4986	0.8906	1.4641	0.8875	1.3674
10^4	0.9514	1.4464	0.9238	1.500	0.8917	1.4673	0.8900	1.3755
5×10^4	0.9516	1.4475	0.9244	1.5022	0.8931	1.4690	0.8928	1.3803
10^5	0.9516	1.4477	0.9245	1.5025	0.8935	1.4695	0.8941	1.3820
10^7	0.9516	1.4477	0.9247	1.5025	0.8945	1.4696	0.8931	1.3827

2.2. Sol de Gibson

Tableau 4: Valeur de R_0/ E_s pour différentes K et ν

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	1.2447	1.8180	1.099	1.6660	0.9379	1.4666	0.7560	1.1879
300	1.2620	1.9012	1.132	1.7700	0.9928	1.5862	0.8820	1.4024
500	1.2656	1.9192	1.138	1.7935	1.0045	1.6124	0.9060	1.4470
5000	1.2706	1.9446	1.147	1.8237	1.0190	1.6492	0.9420	1.5072
1^{E4}	1.2709	1.9461	1.148	1.8264	1.0210	1.6508	0.9437	1.5101
5^{E4}	1.2711	1.9471	1.148	1.8283	0.4865	1.6518	0.9458	1.5135
1^{E5}	1.2711	1.9474	1.148	1.8287	1.0223	1.6520	0.9452	1.5138
1^{E7}	1.2712	1.9475	1.149	1.8292	1.0220	1.6537	0.9458	1.5135

3. Valeurs de $B.B_0/E_s$

3.1. Sol Homogène

Tableau 5 : Valeur de $B.B_0/E_s$ pour différentes K et ν

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	0.2703	0.2566	0.2326	0.2332	0.2000	0.2037	0.1300	0.1100
300	0.2745	0.2568	0.2387	0.2330	0.2090	0.2143	0.1860	0.1790
500	0.2739	0.2567	0.2350	0.2335	0.2120	0.2160	0.1926	0.1887
5000	0.2684	0.2670	0.2363	0.2399	0.2125	0.2227	0.2079	0.1992
1^{E4}	0.2682	0.2673	0.2365	0.2401	0.2065	0.2204	0.2079	0.1995
5^{E4}	0.2681	0.2677	0.2363	0.2402	0.2125	0.2177	0.2099	0.2040
1^{E5}	0.2681	0.2673	0.2363	0.2402	0.2070	0.2176	0.2047	0.1966
1^{E7}	0.2681	0.2673	0.2364	0.2402	0.2070	0.2176	0.2047	0.1995

3.2. Sol de Gibson

Tableau 6 : Valeur de $B.B_0/E_s$ pour différentes K et ν

K	D/B=5		D/B=10		D/B=20		D/B=50	
	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$	$\nu_s=0.30$	$\nu_s=0.49$
100	0.3798	0.3740	0.3130	0.3038	0.2626	0.2565	0.1925	0.2056
300	0.3745	0.3683	0.3105	0.3014	0.2617	0.2640	0.2216	0.2266
500	0.3733	0.3668	0.3090	0.3005	0.2604	0.2606	0.2208	0.2281
5000	0.3716	0.3649	0.3070	0.2994	0.2523	0.2603	0.2178	0.2263
1^{E4}	0.3716	0.3650	0.3067	0.2994	0.2522	0.2603	0.2174	0.2261
5^{E4}	0.3716	0.3648	0.3062	0.2995	0.2518	0.2603	0.2178	0.2256
1^{E5}	0.3716	0.3649	0.3067	0.2995	0.2518	0.2603	0.2178	0.2255
1^{E7}	0.3716	0.3649	0.3065	0.2991	0.2519	0.2603	0.2178	0.2255

Essai de pénétration standard SPT:

Nombre de sondages SPT :

Caractéristiques de l'appareil pénétrométrique :

Modèle : Poids du mouton: Hauteur de chute :

Z (m)/T.N							
N _{spt}							

Remarques.....

Essais de Laboratoire :

Nombre de sondages carottés ou à la tarière :

Mentionner le N° de sondage, la profondeur et les résultat d'essai :

.....

Remarque (si nécessaire).....

.....

4. PIEU D'ESSAI :

Réf. Pieu dans le document :

Type de pieu :

Forme de section :

Matériau du pieu

Longueur totale L :

Longueur encastrée D :

Diamètre B :

Elancement D/B :

Mode de mise en place du pieu :

Résistance à la compression du béton (à 28 jours):

Module d'élasticité du matériau E_p:

Instrumentation du pieu par :

jauges de défⁿ : Nombre de jauges :

- extensomètre :
- capteurs de déplacement :
- comparateurs de déplacement :
- autres (à spécifier) :

Remarque (si nécessaire).....

5. ESSAI DE CHARGEMENT:

Chargement : monocyclique : Oui/Non

Plusieurs cycles : Oui/Non Nombre :

Effort nominal théorique :

Effort nominal appliqué :

Courbe de chargement:

Q (kN)											
v ₀ (mm)											

Remarque (si nécessaire) :

.....

6. INTERPRETATION DE L'ESSAI :

Charge vertical limite Q_l (kN) :

Pente initiale de Q-v₀ (kN/mm):

Coefficient d'ajustement hyperbolique R % :

Charge de fluage Q_c (kN)://

Charge Q correspondant à v₀=B/10 :

Tassement résiduel (mm) : //

7. RÉSULTATS DE CALCUL A REBOURS

B₀.B/E_s=

R₀/E_s=

q_s=

q_l=

REFERENCES

1. Poulos, H.G., "Pile Foundation analysis and design", Series in geotechnical Engineering, Edition John Wiley.
2. Metat, Ph. et Prat, M., "Ouvrage en interaction- modélisation des fondations profondes", (Septembre1999), 69-125.
3. Cassan, M., "Les Essais in situ en Mécanique des Sols ", Tome II : Applications et Méthodes de Calcul, (1978), Edition Eyrolles.
4. Bouafia, A., " les essais in-Situ dans les Projets de Fondations ", Edition Office Des Publications Universitaires, Alger, (2004), 305 pages.
5. Bouafia, A., " Mécaniques des sols appliquée, problèmes résolus ", Edition Office des Publications Universitaires, Alger, (2000), 363pages.
6. Poulos, H.G. et Davies, E.H., "The settelment behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers ", Géotechnique 18, N°3, (1968), 351-371.
7. Butterfield,R. et Banerjee, P.K., "The elastic analysis of compressibles piles and piles groups", Géotechnique 21, N°1, (1971), pp: 43-60.
8. Bouafia, A., " Introduction aux Calculs des fondations ", Société Algérienne Boudaoud, Alger, (2003), 144 pages.
9. Frank,R., « Calcul des Fondations Superficielles et Profondes »,Techniques de l'Ingénieur et presse de l'ENPC, (1999).
10. Philipponnat, G., « Fondations et Ouvrages en Terre », Edition Eyrolles, France, (Octobre1997), 548p.
11. Benali, A., « Analyse Semi-Empirique de la Portance des Pieux Isolés », Thèse de Magister, (2002), Département de Genie-Civil, Université de Blida.
12. Sanglérat,G. et Costet,J., (1981), "Cours Pratique en MDS- Calcul des Ouvrages ", TomeII, edition Dunod.
13. Bustamante, M. et Frank, R. et Christoulas, S., "Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés ", Revue française de géotechnique, N°54, (1991), pp : 39 -52.

14. Bouafia, A., "Manuel de SETPIL : Calcul non linéaire des pieux chargés axialement- Manuel d'utilisation" (1996), 32 pages.
15. Saporta, G., "Probabilités Analyse des données et statistique", Editions Technip, (2000), pp : 115-129.
16. Mestat, Ph. "Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique – Conseils et recommandations", Bull. Labo P et Ch. N° 212, (1997), pp : 39-64
17. Azevero, Jr.N., "Essai de chargement des pieux injectés dans un sol résiduel ", Fondations Profondes, (1991).
18. Berterro, M. et al., "Capacité Portante d'un Pieu de Très grande Longueur Foré dans des Sols Compressibles- Fondations Profonde ", Actes de Colloque Organisé par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, (Mars 1991), pp : 353-360.
19. Briaud, J.L. et Tucker, L.M., "Un groupe de cinq pieux et un pieu isolé dans le sable avec chargement axial", Compte Rendu 12éme Congrès International de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations, Vol N°1, Rio de Janeiro, (1989), pp : 1121-1124.
20. Bustamante, M. et al., "Enseignement tirés d'essais de chargement de pieux", Bull. Liaison Labo P et Ch, (juin 1988), pp : 81-85.
21. Bustamante, M. et Gouvenot, D., "Incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forcées ", Présenté au comité Français de Mécanique des Sols, (1978) , pp : 5-18.
22. Bustamante, M et Gianesselli, L., "Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale, Règles pressiométriques et pénétrométriques", Bull. Liaison Labo P et Ch, N°113, (juin1981), pp : 83-108.
23. Bustamante, M., "Aspects particuliers de la portance des pieux", Journées de Mécaniques des Sols de Saint Bieuc, (Juin 1989), pp : 20-22.
24. Cambarieu, O., " Propositions d'évaluation pour le calcul du facteur de portance pressiométrique des fondations profondes", Bull. Labo P et Ch. N° 229, (2000), pp : 21-31
25. Cambefort, H., « Géotechnique de l'Ingénieur et Reconnaissance des Sols », Edition Eyrolles, (1964).
26. Castelli, F. et Maugeri, M., "Behaviour of small diameter bored piles used to control building settlement", Department of civil and Environmental Engineering, University of Catania, Italy.
27. Cock, F., " Clas A predictions on the basis of CPT of 10 instrumented screw pile in OC clay" ICSMGE, Istanbul, V.2, Août 2001, pp : 881-884.

28. Das Neves, M et al., "Etude du comportement de pieux forés : Expérimentation in situ et en laboratoire", Bull. de liaison des Labo, (2001) .
29. De Beer, E., "Different behaviour of bored and driven piles – Deep foundations on bored and auger piles, W.F.Van Impe Editor", (1988), pp : 47-82.
30. Eslami, A and Bengt H.Fellenius., "Toe Bearing Capacity of Pile from Cone Penetration Test (CPT) Data", International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Volume2, (1995), pp: 453-460.
31. Frank, R et Zhao, S.R., "Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans des sols fins", (1982), pp : 17- 23.
32. Frank, R et al., "Evaluation of Performance of Two Piles Using Pressiometer Method ", journal of Geotechnical Engineering, Vol 117, N°5, (1991), pp : 695-713.
33. Geffriaud,j-p., " La force portante d'un pieu isolé – Synthèse et limitation des méthodes de calcul usuelles ", Le Genie Civil, T.148, N°6-7, (1971), pp : 347-358.
34. Goulet, G et Hulo, Y., "Comparaison entre les résultats de chargement statique d'un pieu et les prévisions déduites des essais géotechniques", Mécaniques des sols et travaux de fondation, Revue trimestriel, (1964), pp : 21-28.
35. Goosens, D et Van Impe, W.F., "Long term settlements of a pile group foundation in sand, overlaying a clayey layer" Association Géotechnique Italienne, Vol N°1, (1991), XCEMSTF.
36. Hong Zhu, Ming-Fang Chang, "Load Transfer Curves along Bored Piles considering modulus Degradation", Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, (2002), pp: 764-773.
37. Huybrechts, N, "Essais de mise en charge de pieux battus ", CSTC, (1997), pp:13- 21.
38. Jardine, R.J et al., "a competition to assess the reliability of pile prediction methods", ICSMGE, Istanbul, (2001), Vol N° 2.
39. Koike, M et Matsui, T., "Vertical loading tests of large bored piles and their estimation", Deep Foundations on Bored and Auger Piles, W. F. Van Impe Editor, (1988), pp: 531-536.
40. Lee, K.M et Xiao, Z.R., "A simplified nonlinear approach for pile group settlement analysis in multilayered soils", Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Octobre2001,
41. Mancuso, C. et Silvestri, F. et Viggiani, C., "Non-linear analysis of the settlement of axially loaded piles".

42. Marius, R. et Tanguay, L., “Capacité portante de pieux isolés dans les argiles sensibles : étude de cas par la méthode pénétrométrique ”, *Canadien Geotechnical journal*, N°26, (1989), pp : 375-384.
43. Merrien-Soukatchoff, V. et Amitrano, D. et Piguet, J.P., “ Elément de géotechnique”, *Polycopié d'école des Mines de Nancy, Département Sciences de la terre et environnement*, (2004), 192 p.
44. Martin, P., “ Géomécanique appliquée au BTP”, *Edition Eyrolles*, (2000).
45. Mestat, Ph et al “Étude du comportement de pieux forés – II. Modélisation par éléments finis”, *Bull. Labo P et Ch. N° 231*, (2001), pp : 55-67
46. Milovic, D.M. et Stevanovic, S., “Module de déformation déterminé par essai de chargement de pieu ”, *Compte rendu 12^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Vol N°1, Rio de Janeiro, (1989), pp : 1163-1167.
47. Poulos, H.G., “pile behaviour- theory and application”, *Revue geotechnique*, Vol 39, N°3, *British Geotechnical Society*, (1989), pp: 365-415.
48. Powel, J.J.M., Lunne, T., Frank, R., “Semi Empirical Design Procedures for axial pile capacity in clays”.
49. Robert, Y., “A few comments on pile design”, *Canadien Geotechnical journal*, N°.34, (1997), pp : 560-567.
50. Robertson, P.K et al., “Design of axially and laterally loaded piles using in-situ test”, pp: 518-527.
51. Roy, M.et Tanguay.L., “ Capacité portante des pieux isolés dans les argiles sensibles : étude de cas par la méthode pénétrométrique”, *Canada*, (1989), pp : 375-383
52. Schlosser, F., “Elément de la mécanique des sols”, *LCPC*, (1997).
53. Tejchman, A. et Gwidzala, K. & Dyka, I., “Analysis of settlements of piled foundations”, *ICSMGE, Istanbul*, (2001), Vol N°2.
54. Tejchman, A. et Gwidzala, K., “Field tests of shaft resistance of bored piles”, *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, W. F. Van Impe et Haegeman Editors, (1998), pp : 287-292.
55. Turan Durgunoglu, H and al. “ A Case Study on Determination of Pile Capacity Using CPT ”, *International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Volume2*, (1995), pp: 435-440.

56. Van Wambeke, A. et d'Hemricourt, J., "Corrélation entre les mesures et les prévisions de la capacité portante et du tassement de pieux forés chargés axialement par application des méthodes pressiométriques ", Deep Foundations on Bored and Auger Piles, (1988), W. F. Van Impe Editor.
57. Van Wambeke, A., "Comparaison entre observation et prévision de la capacité portante et des tassements des pieux isolés battus dans une argile raide et fissurée à partir des essais pressiométriques ", Mécanique des sols et travaux de fondations, Revue trimestriel, (1988), pp:7-35.
58. Manuel du SAP2000.